

REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO COM COMPÓSITOS DE CFRP

Tiago Silva de Carvalho

(Licenciado em Ciências de Engenharia Civil)

Dissertação para obtenção do Grau de
Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia
Pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade Nova de Lisboa,

Orientador: Doutor Carlos Chastre Rodrigues

Júri

Presidente: Doutor Valter José da Guia Lúcio

Vogais: Doutor António José da Silva Costa

Doutor Carlos Chastre Rodrigues

Lisboa

2010

Tiago Silva de Carvalho

REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO COM COMPÓSITOS DE CFRP

Dissertação para obtenção do Grau de
Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia
Pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade Nova de Lisboa,

Orientador: Doutor Carlos Chastre Rodrigues

Lisboa

2010

REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO COM COMPÓSITOS DE CFRP ©

© Tiago Silva de Carvalho, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa,
Setembro 2010

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Resumo

A sustentabilidade das estruturas existentes é, nos dias de hoje, um ponto fulcral no panorama da engenharia de estruturas a nível mundial. Deste modo, o estudo de sistemas de reforço de estruturas assume uma importância inegável para a comunidade técnica que, como agente de desenvolvimento, deve assumir a sua responsabilidade na procura de sistemas mais eficientes, duráveis e sustentáveis.

O presente trabalho visa um estudo experimental comparativo de dois dos principais sistemas de reforço de vigas à flexão com compósitos de carbono (CFRP), nomeadamente, os sistemas *Epoxy Bonded Reinforcement* (EBR) e *Near Surface Mounted Reinforcement* (NSMR).

Cinco vigas de betão armado foram ensaiadas até à rotura num sistema de aplicação de carga em quatro pontos, de modo a compreender o comportamento estrutural dos diferentes sistemas sob a acção de diferentes historiais de carregamento (monotónicos e cíclicos).

Os resultados dos trabalhos experimentais foram analisados tendo em conta parâmetros como o procedimento de aplicação, a capacidade em condições de serviço, a ductilidade dos sistemas, a respectiva resistência máxima ou a eficiência ao nível da mobilização do material de reforço.

No seguimento dos trabalhos, foi elaborado um modelo numérico de análise não linear de secções, cuja representatividade viria a ser verificada através dos ensaios experimentais realizados. As recomendações propostas por alguma da bibliografia mais representativa na área para as previsões de rotura de sistemas compósitos foram adoptadas no modelo e posteriormente analisadas.

Abstract

The infrastructure's sustainability is undeniably one of the most relevant problematic of the global structural engineering community in our days. Therefore, being a core part of the technological development, the researchers must assume their responsibility on the achievement of more efficient, durable and sustainable structural strengthening systems.

The present thesis focused on the experimental study of the structural behavior of two prominent CFRP composite strengthening systems, namely, Epoxy Bonded Reinforcement (EBR) and Near Surface Mounted Reinforcement (NSMR).

Five RC beams were tested until rupture in a four-point bending test system, in order to understand the structural behavior of the solutions under the action of different loading patterns (monotonic and cyclical).

The experimental output was analyzed through different parameters, such as the application process, the serviceability conditions, the systems ductility, the maximal strengthening capacity and the FRP usage rate.

A non-linear cross-sectional numeric model was developed to simulate the behavior of RC externally strengthened beams. The representativeness of model was analyzed under comparison with the experimental tests results. Recommendations of some of the most prominent literature regarding collapse prediction were introduced onto the model and the results further analyzed.

Palavras Chave

Reforço estrutural à flexão

Compósitos de CFRP

Reforço FRP colado com resina epoxídica

Reforço FRP instalado no recobrimento

Modelação numérica

Análise não-linear

Keywords

Flexural structural strengthening

CFRP Composites

Epoxy Bonded Reinforcement

Near Surface Mounted Reinforcement

Numerical modelling

Non-linear analysis

Agradecimentos

O presente trabalho não estaria completo sem o devido reconhecimento às pessoas ou entidades que, das mais variadas formas, contribuíram para a sua concretização. Não posso, por isso, deixar de exprimir o meu profundo agradecimento aos autores dos contributos mais relevantes.

Ao Professor Chastre Rodrigues, em primeiro lugar, por tornar este trabalho possível. Pelo conhecimento que procurou transmitir, pela ajuda incessante e tantas vezes fora de horas e, acima de tudo, pelo interesse e amizade que sempre demonstrou, lhe dirijo o meu profundo agradecimento. A experiência que me proporcionou ao longo deste tempo ultrapassou em larga medida o âmbito meramente académico.

Em segundo lugar, aos colegas de curso por todo o apoio e amizade que sempre demonstraram, não só ao longo da elaboração do presente trabalho, mas ao longo de todo o meu percurso académico.

A todos aqueles que directa ou indirectamente me auxiliaram ao longo dos ensaios experimentais, nomeadamente, ao Engenheiro Hugo Biscaia, Engenheiro Rui Marreiros, ao Sr. José Gaspar, Jorge Silvério, Ricardo Cardoso, André Almeida e em especial ao David Lucas.

À STAP, na pessoa da Engenheira Raquel Paula, pelo interesse e por todo o apoio logístico e financeiro, sem o qual o presente trabalho não teria sido possível.

À S&P Portugal, na pessoa do Engenheiro Filipe Dourado pela disponibilização das fibras e resinas utilizadas nos ensaios.

Aos meus amigos, que ao longo da elaboração deste trabalho e, sobretudo nos momentos menos bons, sempre me ofereceram apoio incondicional e de incalculável valor. A todos gostaria de demonstrar a minha profunda gratidão.

Por último, dirijo o meu mais profundo agradecimento à minha família, em particular aos meus pais e irmão, cuja importância ultrapassa, em larga escala, algo que eu consiga expressar.

Índice geral

Resumo	i
Abstract.....	iii
Palavras Chave	v
Agradecimentos	vii
Índice geral	ix
Índice de figuras	xv
Índice de tabelas	xxi
Capítulo 1.....	1
1.1. Aspectos gerais.....	1
1.2. Objectivos e estruturação	3
Capítulo 2.....	5
2.1. Soluções clássicas de reforço	5
2.2. Reforço por adição de betão armado	6
2.3. Reforço por adição de chapas coladas.....	9
2.4. <i>Fiber reinforced polymers (FRP)</i>	14
2.5. Materiais compósitos.....	16
2.5.1. Adesivos	17
2.5.2. Matrizes	19
2.5.3. Fibras.....	20
2.5.3.1. Fibras de carbono	21
2.6. Requisitos de sistemas de reforço compósitos	22
2.6.1. Compatibilidade entre materiais.....	22
2.6.2. Durabilidade	23
2.6.3. Requisitos ao nível do material adesivo	24
2.6.4. Requisitos ao nível das fibras.....	24

2.6.5.	Requisitos ao nível do betão.....	25
2.7.	Sistemas compósitos de reforço de vigas à flexão	25
2.7.1.	Sistemas de impregnação <i>in-situ</i>	26
2.7.2.	Sistemas pré-fabricados colados (EBR)	27
2.7.3.	<i>Near surface mounted reinforcement (NSMR)</i>	28
2.7.4.	<i>Fiber cementitious reinforced polymers (FRCM)</i>	30
2.8.	Códigos e regulamentação	31
2.9.	Princípios de dimensionamento	33
2.9.1.	Introdução	33
2.9.2.	Modos de rotura	35
2.9.3.	Roturas clássicas	36
2.9.4.	Roturas prematuras de sistemas EBR.....	36
2.9.5.	Roturas prematuras de sistemas NSMR	38
2.9.6.	Comportamento das interfaces	39
2.10.	Estados limites últimos.....	41
2.10.1.	Ductilidade	42
2.10.2.	Acção conjunta betão-FRP.....	43
2.10.3.	Perda de acção do material compósito	44
2.10.4.	Destacamento em fendas de corte	45
2.10.5.	Destacamento em zonas de flexão e zonas de ancoragem	46
2.10.6.	Falha por corte nas extremidades de reforço.....	47
2.10.7.	Destacamento com origem em irregularidades na superfície.....	49
2.11.	Estados limites de utilização	49
2.11.1.	Limitação das tensões.....	49
2.11.2.	Limitação das deformações	50
2.11.3.	Limitação da abertura de fendas.....	51
2.11.4.	Limitação da fendilhação nas interfaces	52
Capítulo 3.....		53
3.1.	Aspectos gerais.....	53

3.2.	Aço	53
3.3.	Betão	56
3.4.	Compósitos de CFRP	60
3.4.1.	Fibras de carbono S&P 150/2000 (50x1,2)	60
3.4.2.	Fibras de carbono S&P 150/2000 (10x1,4)	62
3.5.	Resina S&P 220	63
Capítulo 4.....	65	
4.1.	Aspectos Gerais	65
4.2.	Apresentação das vigas	66
4.2.1.	Concepção e geometria	66
4.2.2.	Pormenorização das armaduras	67
4.3.	Preparação das vigas	68
4.4.	Aplicação do reforço	69
4.4.1.	Laminado CFRP EBR	69
4.4.1.1.	Preparação da superfície de betão	70
4.4.1.2.	Aplicação do FRP	71
4.4.2.	Laminado CFRP NSMR	72
4.4.2.1.	Preparação da superfície de betão	72
4.4.2.2.	Aplicação do FRP	73
4.5.	Sistema de ensaio e instrumentação	74
4.5.1.	Sistema de ensaio	74
4.5.2.	Instrumentação e aquisição de dados	76
4.6.	Procedimento de ensaio	79
4.6.1.	Ensaio monotónicos	79
4.6.2.	Ensaio cíclicos	79
4.7.	Apresentação dos resultados	81
4.7.1.	Ensaio monotónicos	81
4.7.1.1.	Força <i>versus</i> deslocamento	81
4.7.1.2.	Deslocamento	84

4.7.1.3.	Extensão no laminado de CFRP	87
4.7.1.4.	Curvatura	89
4.7.1.5.	Coeficiente de reforço efectivo <i>versus</i> drift	92
4.7.2.	Ensaio cíclico	94
4.7.2.1.	Força <i>versus</i> deslocamento	94
4.7.2.2.	Deslocamento	96
4.7.2.3.	Extensão no laminado de CFRP	97
4.7.2.4.	Coeficiente de reforço efectivo <i>versus</i> drift	99
Capítulo 5.....	101	
5.1.	Aspectos gerais.....	101
5.2.	Força <i>versus</i> deslocamento.....	101
5.3.	Deslocamento	109
5.4.	Extensão no laminado de CFRP	112
5.5.	Coeficiente de reforço efectivo <i>versus</i> drift	114
Capítulo 6.....	115	
6.1.	Aspectos gerais.....	115
6.2.	Introdução	115
6.3.	Modelo numérico	116
6.4.	Leis constituintes dos materiais.....	117
6.4.1.	Aço	118
6.4.2.	Betão	120
6.4.3.	Compósitos de CFRP	121
6.5.	Crítérios de rotura.....	122
6.6.	Resultados	125
6.6.1.	Sistema EBR	126
6.6.1.1.	Resumo dos resultados da modelação EBR	130
6.6.2.	Sistema NSMR.....	131
6.6.2.1.	Momento vs extensão FRP	131
6.6.2.2.	Resumo dos resultados da modelação NSMR.....	135

6.7.	Análise dos resultados.....	136
6.7.1.	Fendilhação do betão.....	136
6.7.2.	Rigidez do ramo pré-cedência.....	137
6.7.3.	Cedência das armaduras.....	137
6.7.4.	Rigidez do ramo pós-cedência	138
6.7.5.	Rotura.....	138
Capítulo 7.....		141
7.1.	Aspectos gerais.....	141
7.2.	Conclusões	141
7.3.	Desenvolvimentos futuros.....	143
Referências bibliográficas.....		145

Índice de figuras

Figura 2. 1 – Cálculo do momento resistente e tensões de corte numa secção reforçada por adição de betão armado, adaptado de [7]	8
Figura 2. 2 – Determinação do momento flector resistente de uma secção reforçada por adição de chapas coladas, adaptado de [6]	11
Figura 2. 3- Pormenor de operação de reforço por adição de betão armado [51]	13
Figura 2. 4 - Pormenor de rotura de uma viga reforçada por adição de betão armado [51]	13
Figura 2. 5 – Viga reforçada com chapas metálicas coladas [89]	13
Figura 2. 6 – Pormenor de rotura de um sistema de reforço por adição de chapas metálicas coladas [5]	13
Figura 2. 7 - Pormenor de aplicação de mantas FRP [17]	28
Figura 2. 8 - Reforço de elemento de geometria irregular com mantas de FRP [91]	28
Figura 2. 9 - Pormenor de aplicação de laminados CFRP [104]	28
Figura 2. 10 - Reforço por adição de laminados de CFRP [104]	28
Figura 2. 11 - Pormenor de aplicação de reforço NSMR	31
Figura 2. 12 - Pormenor de aplicação de reforço NSMR	31
Figura 2. 13 - Aplicação de reforço FRCM [115]	31
Figura 2. 14 - Pormenor da constituição do tecido de reforço FRCM [115]	31
Figura 2. 15 – Princípio de cálculo de secções reforçadas por laminados colados [69]	34
Figura 2. 16 - Roturas típicas por destacamento em sistemas FRP	38
Figura 2. 17 - Roturas típicas de sistemas NSMR [33]	39
Figura 2. 18 - Distribuição das tensões de corte ao longo do comprimento de aderência [44] ...	40
Figura 2. 19 - Tensões na ligação entre o FRP e o substrato de betão [15]	40
Figura 2. 20 - Mecanismo de destacamento de FRP em fendas de corte [44]	45
Figura 2. 21 - Conceito de vão fictício de corte e modo de ruína por corte na extremidade [44] 48	
Figura 3. 1 - Aspecto geral dos ensaios de caracterização do aço (à esquerda) e pormenor do ensaio de tracção (à direita)	54
Figura 3. 2 - Relação tensão-deformação dos provetes de aço de Ø6	55
Figura 3. 3 - Relação tensão-deformação dos provetes de aço de Ø8	55
Figura 3. 4 – Relação tensão-deformação dos provetes de aço de Ø12	56

Figura 3. 5 - Aspecto geral da prensa (à esquerda) e pormenor de um provete cúbico antes do ensaio (à direita)	57
Figura 3. 6 – Pormenor da rotura de provetes cúbicos após rotura	57
Figura 3. 7 – Evolução da tensão de rotura ao longo do tempo	59
Figura 3. 8 - Relação tensão-deformação do ensaio dos provetes de laminado CFRP S&P 150/2000 (50x1.2)	61
Figura 3. 9 – Pormenores da preparação e do ensaio dos provetes de fibra de carbono (à esquerda) e pormenor da rotura de um dos provetes (à direita)	62
Figura 3. 10 – Relação tensão-deformação do ensaio dos provetes de laminado CFRP S&P 150/2000 (10x1.4)	62
Figura 3. 11 - Pormenor dos provete de resina ensaiados	64
Figura 3. 12 – Relação tensão-deformação do comportamento da resina à tracção, derivado do ensaio de flexão	64
Figura 4. 1 – Pormenorização das armaduras constituintes das vigas	67
Figura 4. 2 - Armaduras das vigas (à esquerda) e linha de betonagem em fábrica (à direita)	68
Figura 4. 3 - Operação de betonagem (à esquerda) e aspecto das vigas após betonagem (à direita)	68
Figura 4. 4 – Pormenorização transversal do sistema de reforço testado nos modelos TSC2 e TSC3	70
Figura 4. 5 - Processo de preparação da superfície de betão (à esquerda) e aspecto final (à direita)	71
Figura 4. 6 – Preparação do adesivo (à esquerda) e processo de aplicação do laminado CFRP colado (à direita)	71
Figura 4. 7 – Pormenorização transversal do sistema de reforço testado nos modelos TSC4 e TSC5	73
Figura 4. 8 - Processo de abertura dos slots (à esquerda) e aspecto final (à direita)	74
Figura 4. 9 – Preparação do adesivo (à esquerda) e aspecto final da aplicação (à direita)	74
Figura 4. 10 - Alçado longitudinal do sistema de ensaio	75
Figura 4. 11 - Corte transversal do sistema de ensaio	75
Figura 4. 12 – Pormenor da instrumentação das armaduras (à esquerda) e do sistema de monitorização de curvatura (à direita)	77
Figura 4. 13 – Aspecto geral dos extensómetros no laminado (à esquerda) e do sistema de monitorização dos deslocamentos verticais (à direita)	77
Figura 4. 14 – Representação esquemática da posição dos extensómetros	78
Figura 4. 15 – Representação esquemática da posição dos transdutores de deslocamento (i, D)	78

Figura 4. 16 – Representação esquemática do regime cíclico idealizado	80
Figura 4. 17 – Diagrama Força-Deslocamento da viga TSC1 sem reforço.....	82
Figura 4. 18 - Diagrama Força-Deslocamento da viga TSC2 (EBR).....	82
Figura 4. 19 - Diagrama Força-Deslocamento da viga TSC4 (NSMR)	82
Figura 4. 20 – Aspecto global da viga TSC1 após ensaio	83
Figura 4. 21 – Aspecto global da viga TSC2 (EBR) após ensaio.....	83
Figura 4. 22 – Aspecto global da viga TSC4 (NSMR) após ensaio	83
Figura 4. 23- Deformada da viga TSC1 ao longo do carregamento.....	85
Figura 4. 24 – Deformada da viga TSC2 (EBR) ao longo do carregamento.....	85
Figura 4. 25 - Deformada da viga TSC4 (NSMR) ao longo do carregamento.....	85
Figura 4. 26 – Pormenor da deformação e da fissuração da viga TSC1 junto a uma das zonas de aplicação da carga	86
Figura 4. 27 - Pormenor da deformação e da fissuração da viga TSC2 (EBR) junto a uma das zonas de aplicação da carga	86
Figura 4. 28 – Pormenor da deformação e da fissuração da viga TSC4 (NSMR) junto a uma das zonas de aplicação da carga	86
Figura 4. 29 - Extensão longitudinal do laminado de CFRP da viga TSC2 (EBR) ao longo do carregamento	87
Figura 4. 30 – Pormenor da rotura do sistema de reforço da viga TSC2 (EBR).....	87
Figura 4. 31 - Extensão longitudinal do laminado de CFRP da viga TSC4 (NSMR) ao longo do carregamento	88
Figura 4. 32 – Pormenor da rotura do sistema de reforço da viga TSC4 (NSMR)	88
Figura 4. 33 - Momento vs Curvatura da viga TSC1	89
Figura 4. 34 - Curvatura observada no M _{sy} ao longo da metade direita da viga TSC1.....	89
Figura 4. 35 - Momento vs Curvatura da viga TSC2 (EBR).....	90
Figura 4. 36 - Curvatura observada no M _{sy} ao longo da metade direita da viga TSC2 (EBR) ..	90
Figura 4. 37 - Pormenor do sistema de monitorização de curvatura da viga TSC1	90
Figura 4. 38 - Momento vs Curvatura da viga TSC4 (NSMR)	91
Figura 4. 39 - Curvatura observada no M _{sy} ao longo da metade direita da viga TSC4 (NSMR)91	
Figura 4. 40 - Valores de momento flector e coeficiente de reforço efectivo para as vigas TSC1, TSC2 e TSC4	92
Figura 4. 41 – Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para a viga TSC1	93
Figura 4. 42 - Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para a viga TSC2 (EBR)	93
Figura 4. 43 - Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para a viga TSC4 (NSMR)	93
Figura 4. 44 - Resumo dos valores de força e deslocamento na cedência e na rotura para as vigas TSC3 e TSC5	94
Figura 4. 45 – Aspecto global da viga TSC3 (EBR) após ensaio.....	94

Figura 4. 46 - Relação força vs deslocamento para a viga TSC3	95
Figura 4. 47 - Relação força vs deslocamento para a viga TSC5	95
Figura 4. 48 - Aspecto global da viga TSC5 (NSMR) após ensaio	95
Figura 4. 49 - Sequência da deformação do modelo TSC3 (EBR)	97
Figura 4. 50 - Sequência da deformação do modelo TSC5 (NSMR)	97
Figura 4. 51 - Pormenor da rotura do sistema de reforço da viga TSC3 (EBR)	98
Figura 4. 52 - Sequência do desenvolvimento da extensão no laminado de CFRP do modelo TSC3 (EBR)	98
Figura 4. 53 - Sequência do desenvolvimento da extensão no laminado CFRP do modelo TSC5 (NSMR)	98
Figura 4. 54 - Pormenor da rotura do sistema de reforço da viga TSC3 (EBR)	99
Figura 4. 55 - Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para o modelo TSC3 (EBR)....	100
Figura 4. 56 - Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para o modelo TSC5 (NSMR)	100
Tabela 4.1 - Resumo da campanha experimental	67
Tabela 4.2 - Dados relativos à força, momento flector e ao deslocamento na cedência e na rotura dos ensaios monotónicos	81
Tabela 4.4 - Resumo dos dados relativos à extensão no CFRP	87
Tabela 4.7 - Valores do deslocamento a meio vão ao longo do carregamento para as vigas TSC1, TSC3 e TSC5	96
Tabela 4.8 - Resumo dos dados relativos à extensão no laminado de CFRP para as vigas TSC3 e TSC5	97
Tabela 4.9 - Valores de momento flector e coeficiente de reforço efectivo para as vigas TSC3 e TSC5	99
Figura 5. 1 – Regimes de comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão	102
Figura 5. 2 – Regime elástico e regime de pós-fendilhação da viga TSC1	103
Figura 5. 3 – Regime elástico e regime de pós-fendilhação da viga TSC2 (EBR)	103
Figura 5. 4 – Regime elástico e regime de pós-fendilhação da viga TSC4 (NSMR)	103
Figura 5. 5 - Rígidez das vigas ao longo do regime de pós-fendilhação	104
Figura 5. 6 - Força vs deslocamento em regime de pós-cedência das vigas TSC1, TSC2 e TSC4	105
Figura 5. 7 – Pormenor da rotura do ensaio da viga TSC2	106
Figura 5. 8 – Superfície de rotura de sistemas de reforço por perda de acção do material compósito, adaptado de [44]	106
Figura 5. 10 - Relação Força vs Deslocamento para as vigas TSC2 e TSC3	108

Figura 5. 11 - Relação Força vs Deslocamento para as vigas TSC4 e TSC5.....	108
Figura 5. 12 – Deformação das vigas TSC1, TSC2 e TSC4 para o instante de cedência das armaduras da viga de referência TSC1.....	109
Figura 5. 13 - Deformadas das vigas TSC1,TSC2 e TSC4 para os respectivos instantes de cedência das armaduras e de rotura dos sistemas.....	110
Figura 5. 14 - Deformadas das vigas TSC2 e TSC3 para os respectivos instantes de cedência das armaduras e rotura.....	111
Figura 5. 15 – Deformadas das vigas TSC4 e TSC5 para os respectivos instantes de cedência das armaduras e rotura.....	111
Figura 5. 16 - Extensão no CFRP ao longo do desenvolvimento longitudinal das vigas TSC2 e TSC4 para os respectivos instantes de cedência das armaduras e colapso.....	112
Figura 5. 17- Evolução da extensão dos laminados a meio vão para os ensaio TSC2 e TSC4.	113
Figura 5. 18 – Comparação da extensão no CFRP, na cedência e na rotura, ao longo do desenvolvimento longitudinal das vigas TSC2 e TSC3	113
Figura 5. 19 - Comparação da extensão no CFRP, na cedência e na rotura, ao longo do desenvolvimento longitudinal das vigas TSC4 e TSC5	113
Figura 5. 20 - Relação coeficiente de reforço efectivo <i>versus</i> drift para as vigas TSC2 e TSC4	114
Figura 6. 1 - Interface gráfico do modelo numérico desenvolvido.	118
Figura 6. 2 - Diagramas tensão vs deformação de varões de aço laminados a quente (A) e endurecidos a frio (B).....	118
Figura 6. 3 - Diagrama tensão vs deformação de acordo com o modelo de Park-Paulay (1995)	119
Figura 6. 4 - Modelo de betão simples para análise não-linear proposto no Eurocódigo 2 (2002)	121
Figura 6. 5 - Relação entre o factor de rigidez do reforço <i>versus</i> extensão última no reforço para os ensaios dos diferentes autores analisados	125
Figura 6. 6 - Comparação da relação Momento vs Extensão FRP entre a modelação numérica e os dados experimentais relativos à viga TSC2.....	126
Figura 6. 7 - Campos de Extensão e Tensão na secção da modelação para o momento de cedência das armaduras.....	127
Figura 6. 8 - Relação Extensão vs Tensão da fibra extrema de betão ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras	127

Figura 6. 9 - Relação Extensão vs Tensão do laminado de CFRP ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras	128
Figura 6. 10 - Campos de Extensão e Tensão na secção da modelação para o momento de rotura do reforço da viga.....	128
Figura 6. 11 - Relação Extensão vs Tensão das armaduras longitudinais ao longo do carregamento da viga até ao momento da rotura do sistema de reforço.....	129
Figura 6. 12 - Relação Extensão vs Tensão da fibra extrema de betão ao longo do carregamento da viga até ao instante de rotura do sistema de reforço	129
Figura 6. 13 - Relação Extensão vs Tensão do laminado de CFRP ao longo do carregamento até ao instante de rotura do sistema de reforço	130
Figura 6. 14 Comparação da relação Momento vs Extensão FRP entre a modelação numérica e os dados experimentais relativos à viga TSC4.....	131
Figura 6. 15 - Campos de Extensão e Tensão na secção da modelação para o momento de cedência das armaduras	132
Figura 6. 16 - Relação Extensão vs Tensão da fibra extrema de betão ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras	132
Figura 6. 17 - Relação Extensão vs Tensão do laminado de CFRP ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras.....	133
Figura 6. 18 - Campos de Extensão e Tensão na secção da modelação para o momento de rotura do reforço da viga.....	133
Figura 6. 19 - Relação Extensão vs Tensão das armaduras longitudinais ao longo do carregamento da viga	134
Figura 6. 20 - Relação Extensão vs Tensão da fibra extrema de betão ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras da viga.....	134
Figura 6. 21 - Relação Extensão vs Tensão do laminado de CFRP ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras longitudinais de flexão	135

Índice de tabelas

Tabela 2. 1 - Propriedades típicas de resinas epoxídicas [44]	18
Tabela 2. 2 - Propriedades mecânicas típicas de matrizes de sistemas FRP [19].....	19
Tabela 2. 3 - Propriedades mecânicas típicas de diferentes FRP [44]	21
Tabela 2. 4 - Factores de segurança de materiais compósitos FRP [44]	41
Tabela 3. 1 - Resultados dos ensaios de caracterização das armaduras	54
Tabela 3. 2 - Tensão de rotura à compressão dos provetes cúbicos	58
Tabela 3. 3 - Resistência à tracção por compressão diametral dos provetes cilíndricos aos 28 dias	58
Tabela 3. 4 - Síntese da caracterização do betão aos 28 dias.....	59
Tabela 3. 5 - Resultados dos ensaios de caracterização do laminado CFRP S&P 150/2000 (50x1.2)	61
Tabela 3. 6 - Resultados dos ensaios de caracterização do laminado CFRP S&P 150/2000 (10x1.4)	63
Tabela 3. 7 - Resultados dos ensaios de caracterização mecânica da resina à tracção.	64
Tabela 4. 1 - Resumo da campanha experimental.....	67
Tabela 4. 2 - Dados relativos à força, momento flector e ao deslocamento na cedência e na rotura dos ensaios monotónicos.....	81
Tabela 4. 3 - Valores do deslocamento a meio vão ao longo do carregamento para as vigas TSC1, TSC2 e TSC4	84
Tabela 4. 4 - Resumo dos dados relativos à extensão no CFRP.....	87
Tabela 4. 5 - Valores do deslocamento a meio vão ao longo do carregamento para as vigas TSC1, TSC3 e TSC5	96
Tabela 4. 6 - Resumo dos dados relativos à extensão no laminado de CFRP para as vigas TSC3 e TSC5.....	97
Tabela 4. 7 - Valores de momento flector e coeficiente de reforço efectivo para as vigas TSC3 e TSC5	99

Tabela 5. 2 – Comparação dos resultados monotônicos e cíclicos nos diferentes sistemas	108
Tabela 5. 3 – Valores relativos ao deslocamento dos provetes TSC1, TSC2 e TSC4 para $F = 85,5 \text{ kN}$	109
Tabela 5. 4 – Valores do deslocamento máximo vertical entre o instante de cedência das armaduras e o colapso do sistema de reforço dos modelos TSC2 e TSC4	110
Tabela 6. 1 – Dados relativos a ensaios de sistemas NSMR por diferentes autores	124
Tabela 6. 2 - Resumo comparativo dos dados obtidos numérica e experimentalmente.....	130
Tabela 6. 3 - Resumo comparativo dos dados obtidos numérica e experimentalmente.....	135

Notação

A_s^{eq}	– Área de armadura equivalente
A_s^i	– Área de armadura
A_s^r	– Área de material de reforço
a_1	– Deformação da secção não fendilhada
a_2	– Deformação da secção fendilhada
b_r	– Largura do reforço
d_i	– Posição vertical da armadura na secção
d_r	– Posição vertical do material de reforço na secção
E_c	– Módulo de elasticidade do betão
E_f	– Módulo de elasticidade do material de reforço
E_{pt}	– Módulo de elasticidade da resina
E_s	– Módulo de elasticidade do aço
F_b	– Força de resistência de corte de uma bucha
F_c	– Força instalada no betão
f_c	– Tensão de compressão do betão
f_{ctk}	– Resistência de tracção característica do betão
$f_{ctk,0,05}$	– Resistência de tracção característica inferior do betão (quantil 5%)
$f_{ct.fl}$	– Tensão de rotura por flexão do betão
f_{ctm}	– Tensão rotura à tracção média do betão
$f_{ct,sp}$	– Tensão de rotura à tracção de provetes cilíndricos de betão
f_{cm}	– Tensão de rotura à compressão média de provetes cilíndricos de betão
$f_{cm,cube}$	– Tensão de rotura à compressão média de provetes cúbicos de betão
f_{fd}	– Tensão de rotura de cálculo do material compósito

f_{fk}	– Tensão característica de rotura do material compósito
f_{pt}	– Tensão de rotura à tracção da resina
F_s^i	– Força instalada na armadura
$F_{sd,max}^i$	– Força de cálculo máxima
f_{syd}^i	– Tensão de cedência de cálculo da armadura
F_s^r	– Força instalada no material de reforço
f_{syd}^r	– Tensão de cedência de cálculo do material de reforço
f_{tm}	– Tensão de rotura média do aço
f_{tm}	– Tensão de rotura média do aço
f_{yk}	– Tensão característica de cedência das armaduras
f_{ym}	– Tensão de cedência média do aço
$f_{0,2m}$	– Tensão limite de proporcionalidade a 0,2% do aço
G_a	– Módulo de corte
I_{c0}	– Momento de inércia da secção fendilhada homogeneizada
k_b	– Factor geométrico
k_m	– Coeficiente de limitação da extensão no material FRP
k_1	– Factor de compactação do betão
l	– Comprimento longitudinal do reforço
l_b	– Comprimento de aderência
M	– Momento flector
M_{cr}	– Momento de fendilhação
M_{Rd}	– Momento flector resistente de cálculo
M_0	– Momento de serviço
n_f	– Número de camadas de material de reforço
$N_{fa,max}$	– Força de ancoragem máxima
s_b	– Espaçamento entre buchas

s_{rm}	– Valor médio de espaçamento entre fendas
t_f	– Espessura do material de reforço
u_f	– Perímetro de aderência entre reforço e betão
u_s	– Perímetro de aderência entre armadura e betão
V_{sd}	– Esforço de corte de cálculo
x	– Posição da linha neutra
z^{eq}	– Braço da força equivalente
z^i	– Braço da força instalada na armadura
z^r	– Braço da força instalada no material de reforço
α	– Factor de redução devido à influência de fendas inclinadas na aderência da interface
β	– Coeficiente de correlação entre valores médio e característico de abertura de fendas
β_1	– Coeficiente de aderência das armaduras
β_2	– Coeficiente de tipo de carga actuante
γ_c	– Coeficiente de segurança do material betão
$\gamma_{N,M}$	– Coeficiente de monolitismo
γ_f	– Coeficiente de segurança do material compósito
δ_G	– Factor de afectação da altura da linha neutra da secção
$\Delta\varepsilon_c$	– Variação da extensão no betão
$\Delta\varepsilon_s^i$	– Variação da extensão nas armaduras
ε_{c0}	– Extensão inicial do betão
$\varepsilon_{fu,e}$	– Extensão última efectiva do material compósito
$\varepsilon_{fu,d}$	– Extensão última de dimensionamento do material compósito
$\varepsilon_{fu,m}$	– Extensão média de rotura do material compósito
ε_s^i	– Extensão inicial nas armaduras
ε_s^r	– Extensão no material de reforço

ε_0	– Extensão inicial na fibra extrema traccionada da secção
$\varepsilon_{su,c}$	– Extensão das armaduras no momento de rotura do elemento
ε_{pt}	– Extensão de rotura à tracção da resina
$\varepsilon_{sr,m}$	– Extensão média de rotura do aço
$\varepsilon_{rm,r}$	– Extensão média ao nível das armaduras longitudinais de flexão
ε_{sum}	– Extensão total média do aço na força máxima
η	– Coeficiente de limitação de tensão no material de reforço
ξ_b	– Coeficiente de <i>tension-stiffening</i> da secção
σ_c	– Tensão no betão
τ	– Tensão de corte
τ_{f1}	– Tensão máxima de corte na extremidade do FRP
τ_{Rd}	– Tensão de corte resistente de cálculo
$\tau_{sd,max}^1$	– Tensão de aderência de cálculo máxima
φ	– Curvatura
ψ	– Factor de limitação da tensão de compressão no betão

ACI – *American Concrete Institute*

ASCE – *American Society of Civil Engineers*

CCC – *Composite Materials using Cementitious Fiber to Concrete Reinforcement*

CNR – *Consiglio Nazionale delle Ricerche*

DEC – *Departamento de Engenharia Civil*

EBR – *Epoxy Bonded Reinforcement*

FIB – *Federation Internationale du Béton*

FRCM – *Fiber Reinforced Cementitious Matrix*

FRP – *Fiber Reinforced Polymers*

HM – *High-Strength Modulus*

ISIS – *Intelligent Sensing for Innovative Structures*

IM – *Intermediate Modulus*

IST – Instituto Superior Técnico

JSCE – *Japanese Society of Civil Engineers*

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NSMR – *Near Surface Mounted Reinforcement*

PAN – Poliacrilato

RILEM – *International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures*

SM – *Standart Modulus*

SPRC – *Structural Plastic Research Council*

UHM – *Ultra-High-Strength Modulus*

UNL – Universidade Nova de Lisboa

Capítulo 1

Introdução

1.1. Aspectos gerais

A crescente consciencialização para os problemas ambientais com que a sociedade global se debate levou a uma profunda alteração na mentalidade da comunidade técnica dos nossos dias. A engenharia civil não ficou à margem. Como tal, procura-se hoje alterar as permissas em que assentam a construção, bem como a conservação das estruturas existentes – que num passado recente se mantinham profundamente alheios à sustentabilidade das soluções. Cabe aos engenheiros de estruturas, perante a sociedade, assumir a necessidade e a responsabilidade da procura de novas soluções.

Neste sentido, a importância do reforço de estruturas é inegável. Salvo situações de carácter especial, a demolição das estruturas não é uma solução compatível com uma mentalidade ambiental activa, pelo que, a procura de sistemas de reforço que respondam, não só de forma adequada aos problemas, mas também de modo sustentável, se torna obrigatória.

Este facto ganha ainda mais relevância quando se analisam dados referentes às necessidades de intervenções em estruturas em todo o mundo. A título de exemplo, em 1995, no Reino Unido, foram investidos cerca de 3 mil milhões de euros em acções de conservação e reparação de estruturas representando aproximadamente 48% do volume total da indústria da construção local [14]. De acordo com informações do FHWA – *Federal Highway Agency*, cerca de 35% das obras-de-arte norte-americanas encontram-se com necessidades de intervenção estrutural considerável, sendo que em muitos dos casos se encontram estruturas em risco de

colapso [57]. Já em Portugal, segundo dados das Estradas de Portugal, S.A. [41], foram lançados 21 concursos num total de 18,0 milhões de euros, bem como concluídas 30 obras em obras de arte no território nacional no ano de 2009 no valor de 20 milhões de euros, sendo que em 12 situações, a necessidade de intervenção foi imediata, dado o facto de terem decorrido de situações de alertas decorrentes do Plano de Inspeções de Rotina.

Tabela 1.1 – Evolução das intervenções em obras de arte no período 2003/2009 em Portugal [41]

Obras						
Concursos Lançados			Obras Adjudicadas		Obras Concluídas	
	Nº	Investimento	Nº	Investimento	Nº	Investimento
	Eventos	(M€)	Eventos	(M€)	Eventos	(M€)
2003	4	0,4	4	0,4	3	0,3
2004	17	7,0	17	7,0	12	1,8
2005	21	26,7	20	23,9	21	9,8
2006	14	13,7	18	15,0	17	16,0
2007	27	32,1	25	23,1	23	12,1
2008	22	18,3	19	10,8	22	38,8
2009	21	18,0	29	13,2	30	20,0

Em resposta a esta problemática, a comunidade investigadora tem vindo a produzir esforços pela obtenção de novos sistemas de reforço de estruturas. Focando-se sobretudo no desenvolvimento de soluções que incorporem a utilização de novos materiais, estes procuram obter alternativas eficazes e ao mesmo tempo duráveis, que permitam corresponder às necessidades existentes.

As primeiras abordagens ao tema do reforço de estruturas de betão armado datam de meados do século XX, altura em que as primeiras estruturas de betão armado não experimentais atingiam o fim do respectivo período de vida útil. Restringidos à tecnologia e aos materiais existentes na época, as primeiras abordagens ao tema do reforço basearam-se no aumento das secções dos elementos ou na alteração do sistema estrutural. Sendo soluções que requerem um consumo considerável de recursos para a sua implantação, os investigadores desenvolveram novas abordagens. Como resultado, nos primeiros anos da década de 60, a técnica da adição de chapas metálicas dava os seus primeiros passos. Esta nova abordagem permitia acções de reforço significativamente mais rápidas, simples e substancialmente menos intrusivas.

Contudo, embora os sistemas “clássicos” de reforço permitissem responder de forma positiva a muitas das necessidades existentes, a introdução dos *Fiber Reinforced Polymers* (FRP) na engenharia de estruturas produziu uma alteração radical na abordagem aos problemas de reforço de estruturas. As suas propriedades mecânicas e físicas permitiam agora aos engenheiros produzir sistemas que, se por um lado não representavam substancial adição de

peso próprio quando comparadas com as soluções existentes até à data, por outro, exibiam propriedades mecânicas muitíssimo superiores aos materiais convencionais. Os compósitos de FRP ofereceram assim um novo caminho à engenharia de estruturas.

Resultado da investigação produzida nas últimas décadas, são hoje inúmeras as soluções de que a indústria da construção dispõe de forma a responder a problemas de reforço de estruturas e a aplicação de compósitos de FRP estendeu-se a todos os campos do reforço estrutural. Torna-se, por isso, fundamental compreender de forma pormenorizada cada uma das soluções, de modo a adaptar os sistemas às necessidades específicas de cada caso.

1.2. Objectivos e estruturação

O presente trabalho propõe-se realizar um estudo comparativo do comportamento estrutural de dois dos sistemas de reforço CFRP à flexão de vigas mais difundidos, pretendendo deste modo, obter informações que permitam uma comparação inequívoca das reais capacidades, aplicabilidade e eficiência dos mesmos. Propôs-se ainda o desenvolvimento de um modelo numérico de análise não-linear de secções de betão armado reforçadas exteriormente, no intuito de providenciar uma ferramenta eficaz para o dimensionamento deste tipo de sistemas. De forma mais detalhada, os objectivos do presente trabalho podem ser divididos em diferentes pontos:

- a) A concepção de um programa de ensaios que permita avaliar comparativamente os parâmetros relacionados com o comportamento estrutural dos sistemas, no sentido de minorar eventuais discrepâncias que não resultem exclusivamente das características dos sistemas de reforço em estudo;
- b) A caracterização detalhada de todos os materiais utilizados na composição dos sistemas de reforço;
- c) A realização do ensaio de cinco vigas de betão armado até à rotura, registando os resultados obtidos através de instrumentação e equipamento de aquisição de dados preparados para o efeito.
- d) A análise dos resultados obtidos de modo a caracterizar pormenorizadamente o comportamento estrutural dos sistemas de reforço testado e, consequentemente, a identificar as diferenças entre os mesmos.
- e) O desenvolvimento de um modelo de fibras da secção de betão armado, com comportamento não-linear, ajustável a diferentes tipos de secções e reforços e cuja

calibração é realizada através da comparação com os resultados obtidos por via experimental.

- f) A verificação da aplicabilidade de algumas das recomendações relativas à prevenção do instante de rotura dos sistemas de reforço, presentes nos documentos de referência da área.

O presente documento é constituído por sete capítulos, incluindo introdução e conclusões. De um modo sucinto, apresentam-se de seguida os conteúdos presentes em cada um dos capítulos.

No Capítulo 2 apresentam-se os principais desenvolvimentos ao nível do reforço de vigas à flexão ao longo das últimas décadas, bem como informações detalhadas relativas às características de sistemas de reforço compósito, nomeadamente, sistemas EBR e NSMR. São ainda apresentadas as recomendações de cálculo e dimensionamento presentes na bibliografia mais relevante à data.

No Capítulo 3 mostram-se os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais utilizados na campanha experimental, sendo estes o aço das armaduras, o betão, os compósitos de CFRP e a respectiva resina epoxídica.

No Capítulo 4 define-se o programa experimental e é feita a apresentação dos resultados dos ensaios à flexão das vigas, concebidos para avaliar o comportamento estrutural dos sistemas de reforço testados. Descrevem-se ainda, de modo detalhado, as propriedades das vigas ensaiadas, os diferentes procedimentos de aplicação do reforço, instrumentação utilizada e históricos de carregamento aplicados.

O Capítulo 5 consiste na análise comparativa dos diferentes parâmetros avaliados nos ensaios experimentais para os dois sistemas testados.

No Capítulo 6 apresenta-se o modelo numérico desenvolvido, os princípios teóricos inerentes, bem como as leis constituintes dos materiais utilizadas na modelação. Apresentam-se posteriormente os resultados obtidos na modelação bem como comparações com os resultados experimentais.

No Capítulo 7 resumem-se as principais conclusões obtidas com o trabalho desenvolvido, apresentando-se ainda recomendações para eventuais trabalhos de investigação no futuro.

Capítulo 2

Reforço à Flexão de Estruturas de Betão

Armado

2.1. Soluções clássicas de reforço

O início do século XX assistiu a um crescimento muito significativo de aplicações de betão armado em soluções estruturais, que viria a revelar-se como um material de construção por excelência, derivado de um extraordinário desenvolvimento na compreensão do funcionamento, características e possibilidades do material.

O avanço tecnológico da primeira metade do século XX, acompanhado pelas alterações sócio-económicas, provocou alterações consideráveis nas acções actantes nas estruturas existentes, nomeadamente com o aumento substancial do tráfego rodoviário. Além disso, o desconhecimento, nesta altura, das necessidades de manutenção do betão armado, associado ao desconhecimento de alguns aspectos do comportamento do betão armado com consequências ao nível do projecto de então, catalisou a necessidade do reforço de estruturas de betão armado.

Limitados aos materiais convencionais neste tipo de estruturas (o aço e o betão) e às condições técnicas da época, os engenheiros conceberam, na segunda metade do século XX, duas principais soluções no reforço de vigas à flexão. Foram elas, a adição de betão armado encamisando total ou parcialmente os elementos bem como a adição de armaduras exteriores (chapas) nas fibras traccionadas, técnicas que embora contem já com algumas décadas de existência, continuam ainda hoje a ser utilizadas como sistemas de reforço válidos.

2.2. Reforço por adição de betão armado

O reforço de um elemento de betão armado por adição de betão consiste num aumento da secção transversal do mesmo, através da adição de uma camada suplementar de betão. Esta técnica pode ser adoptada no reforço de diversos elementos estruturais, porém, tendo em conta a temática do presente documento, apenas serão apresentados os casos de aplicação no reforço de vigas à flexão.

O reforço de vigas de betão armado por adição de betão armado, não sendo um sistema de reforço recente, continua a ser amplamente utilizado em aplicações nos dias de hoje, num contexto global, demonstrando ser um sistema eficaz quando devidamente aplicado e para as situações a que mais se adequa.

Como principais vantagens do encamisamento de elementos estruturais, relativamente a outros sistemas de reforço, destacam-se as seguintes [7]:

- a. Economia garantida pela não necessidade da utilização de mão-de-obra especializada na sua aplicação, bem como pelo uso de materiais convencionais em construção;
- b. Boa resistência a situações acidentais de incêndio;
- c. Excelente compatibilidade com o elemento estrutural a reforçar;
- d. Não alteram substancialmente a ductilidade da rotura do modelo reforçado;
- e. Comparativamente à solução de reforço por colagem de chapas, apresenta melhor resistência à corrosão das armaduras;
- f. Permitem o reforço de elementos de betão de resistências mecânicas muito reduzidas;

Por outro lado, não menos importantes, destacam-se como pontos negativos da aplicação desta técnica:

- a. Incremento substancial no peso próprio actuante no elemento estrutural reforçado;
- b. Implicações a nível arquitectónico e, em certos casos a nível técnico, devidas ao aumento da secção transversal dos elementos;
- c. Graças às suas características altamente intrusivas, causam geralmente restrições ao nível da utilização da estrutura ao longo da sua aplicação;
- d. Morosidade de aplicação;

A adopção de um sistema de reforço deve sempre, em todo o caso, ser um processo criteriosamente estudado pelo projectista, tendo em conta todos os factores e condicionantes envolvidos, não esquecendo as situações para as quais, os diversos sistemas mais se adequam. Assim sendo, importa referir que graças à sua natureza, a adição de betão armado em estruturas se adequa especialmente a casos onde exista a necessidade de mobilização de tensões de compressão bem como em casos em que seja necessária uma redução da deformabilidade dos elementos (dado o aumento de rigidez que esta confere).

No caso específico do reforço à flexão de vigas por adição de armaduras, o dimensionamento pode realizar-se através do método dos coeficientes globais, admitindo-se um coeficiente de monolitismo para flexão de $\gamma_{n,M} = 0,9$, admitindo-se assim um comportamento monolítico para a secção em estudo. O cálculo do reforço pode assim ser calculado através de uma análise “clássica” de secções de betão armado, sendo o valor do momento resistente da secção reforçada dado por,

$$M_{Rd} = \gamma_{n,M} (A_s^i z^i f_{syd}^i + A_s^r z^r f_{syd}^r) \quad (1)$$

De forma simplificada, o problema pode ser tratado através da utilização de um valor equivalente de armadura (A_s^{eq}), bem como de um valor de braço de momento equivalente (z^{eq}).

$$A_s^{eq} = A_s^i + A_s^r \frac{f_{syd}^r}{f_{syd}^i} \quad (2)$$

$$z^{eq} = \frac{A_s^i z^i f_{syd}^i + A_s^r z^r f_{syd}^r}{A_s^i f_{syd}^i + A_s^r f_{syd}^r} \quad (3)$$

Sendo o momento resistente dado por,

$$M_{Rd} = \gamma_{n,M} (A_s^{eq} z^{eq} f_{syd}^i) \quad (4)$$

A verificação de segurança deve, contudo, para lá do cálculo do momento resistente, contemplar também a verificação das tensões na interface entre o elemento reforçado e o material de reforço. A aderência, principal responsável pela eficácia das ligações deste sistema de reforço, deve garantir o funcionamento conjunto dos dois elementos, evitando assim uma situação de não monolitismo. Em situações onde não seja possível mobilizar as tensões

necessária através de mecanismos de aderência e de atrito, a ligação deve ser garantida através de sistemas adequados, como a utilização de armaduras ou ferrolhos. A segurança, garantida através da limitação das tensões tangenciais na interface, sendo que o valor das tensões pode ser calculado através das expressões [7],

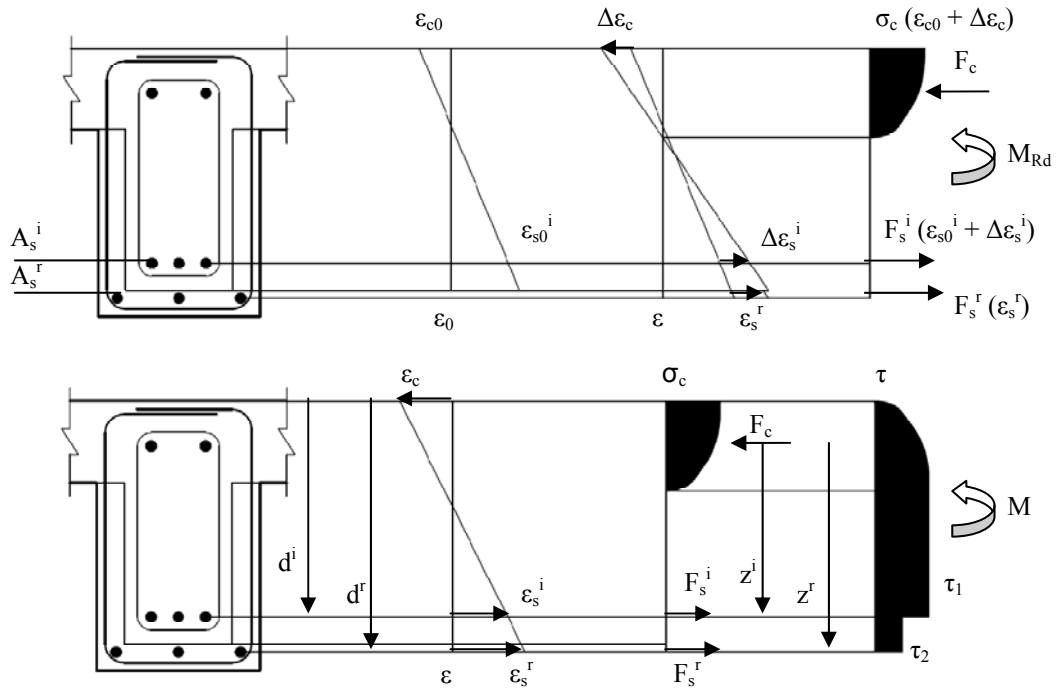


Figura 2.1 – Cálculo do momento resistente e tensões de corte numa secção reforçada por adição de betão armado, adaptado de [7]

$$\tau_1 = \frac{V_{Sd}}{b^r z_{eq}} \quad (5)$$

$$\tau_2 = \frac{V_{Sd}}{b^r z_{eq}} \times \frac{A_s^r f_{syd}^r}{A_s^r f_{syd}^r + A_s^i f_{syd}^i} \quad (6)$$

E a verificação de limitação de tensões expressa por,

$$\tau_2 \leq \frac{1}{\gamma_c} \frac{2}{3} f_{ctm} \quad (7)$$

Informação mais pormenorizada sobre o reforço por adição de betão armado por ser encontrada, entre outros, no *Bulletin d'Information n°162* [4] do *Comité Euro-International du Béton* (CEB). Neste âmbito, destacam-se o trabalho de autores como Clímaco [24], Liew [66], Cheong [23], bem como Appleton e Gomes [7], a nível nacional.

Nas figuras 2.3 e 2.4 são apresentadas a aplicação do reforço por encamisamento bem como o comportamento estrutural através de ensaios laboratoriais.

2.3. Reforço por adição de chapas coladas

Em 1967, Bresson e L'Hermite [64,65,18] apresentaram à comunidade técnica uma nova abordagem ao problema do reforço de estruturas de betão armado – o reforço por colagem de elementos metálicos. Os seus trabalhos, os primeiros nesta área, ofereceram aos engenheiros uma alternativa à utilização do método de reforço mais comum até então; o reforço por adição de betão armado.

O princípio básico de funcionamento deste sistema é caracterizado pela adição de armadura na forma de chapa na zona dos elementos solicitada por tensões de tracção. A adesão entre a nova armadura e a peça de betão armado fica assegurada por um adesivo à base de resinas epoxídicas, um material até então quase desconhecido em aplicações de reforço. A evolução da técnica levou a que, nos casos em que a aderência proporcionada pela mesma não fosse suficiente para garantir o funcionamento monolítico do sistema, meios de fixação mecânica fossem então ser utilizados (constituindo este último ponto um tema de investigação recorrente em países situados em zonas sísmicas, entre outros, Portugal e Grécia).

No seguimento do trabalho desenvolvido por Bresson e L'Hermite na década de 70, Ladner e Weder publicavam, sob a alçada dos *Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research* (EMPA), o documento *Concrete Structures with Bonded External Reinforcement* [62], um dos mais importantes trabalhos de investigação na área. Neste documento são então apresentados os resultados de um extenso programa experimental, produzido no sentido de melhor conhecer e caracterizar as variáveis envolvidas neste tipo de sistemas, até então pouco conhecidas.

A colagem de elementos metálicos começava então a afirmar-se como uma técnica de reforço eficiente e confiável, levando a um crescendo interesse na utilização deste sistema, bem como a um crescendo interesse académico dos engenheiros de estruturas de então. Prova disso são os inúmeros trabalhos desenvolvidos nos anos seguintes, como por exemplo, o *Bulletin*

d'Information N°162 [26], publicado pelo CEB em 1983 ou o trabalho desenvolvido por Theillout [108] no mesmo ano, *Reinforcement et Réparation des Ouvrages d'Art par la Technique des Toiles Collées*. No contexto português, Alfaiate [5] publica em 1986 um documento pioneiros resultantes dos primeiros trabalhos experimentais desenvolvidos na área em Portugal, onde se descrevem ensaios realizados em vigas de betão armado reforçadas à flexão com recurso a chapas coladas através de resinas epóxicas. Entre outros, destacam-se também pelos seus trabalhos na área, Rodrigues [89] em 1993 e Viegas [114] em 1997.

Hoje, a técnica de reforço por adição de chapas metálicas é amplamente utilizada em aplicações práticas, demonstrando corresponder satisfatoriamente às necessidades a que se propõe responder, quando devidamente projectada e aplicada. Como pontos positivos deste sistema destacam-se:

- a. Reduzido acréscimo nas dimensões das secções;
- b. Baixo custo;
- c. Maior rapidez de aplicação comparativamente à adição de betão armado;
- d. Baixo nível de intrusão no sistema estrutural;
- e. Bom comportamento estrutural

Já como aspectos negativos à sua aplicação, encontram-se:

- a. Fraca resistência a situações acidentais de incêndio;
- b. Elevada susceptibilidade à corrosão;
- c. Aumento significativo do peso próprio do elemento estrutural relativamente a soluções FRP;
- d. Dificuldades ao nível do transporte, armazenamento e manuseamento das chapas;
- e. Reduzida tolerância térmica e higroscópica na aplicação;
- f. Toxicidade dos materiais aderentes envolvidos;

Este sistema de reforço, devido às suas propriedades, deve ser apenas adoptado em situações de deficiência de resistência ao nível das armaduras (tensões de tracção), devendo ser sempre garantido que a qualidade do betão já existente seja adequada ao sistema de reforço, bem como a rigidez necessárias de forma a limitar as deformações aos limites regulamentares. O aço utilizado no reforço, não deve necessitar de grandes deformações para iniciar a mobilização de tensões, pelo que não deve ser de resistências muito altas [6].

Ao nível do dimensionamento, o cálculo do momento resistente da secção reforçada é análogo ao da situação de encamisamento, com a ressalva da utilização de um coeficiente de monolitismo ($\gamma_{n,M}$) unitário. O momento flector resistente (M_{Rd}) é então calculado considerando aderência perfeita nas interfaces - admitindo que as secções se mantêm planas após deformação [6].

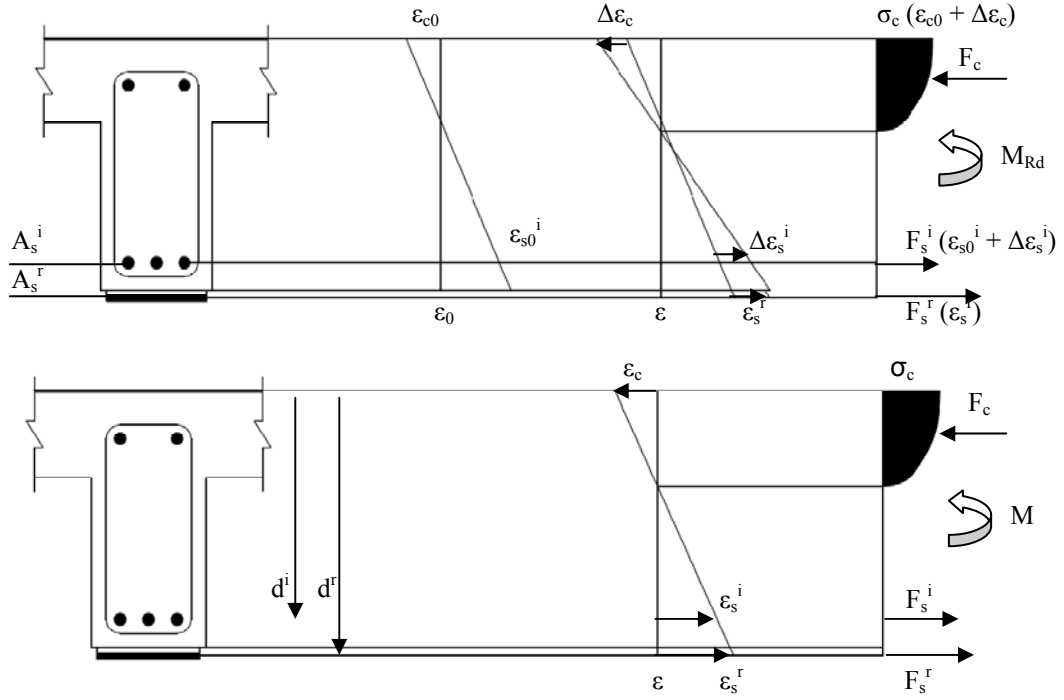


Figura 2.2 – Determinação do momento flector resistente de uma secção reforçada por adição de chapas coladas, adaptado de [6]

$$M_{Rd} = \gamma_{n,M} (A_s^i z^i f_{syd}^i + A_s^r z^r f_{syd}^r) \quad (8)$$

Na verificação da segurança da ligação na interface existem duas situações a distinguir, sendo elas a utilização ou não de fixações mecânicas, como buchas metálicas. Caso a ligação seja efectuada sem qualquer auxílio de meios mecânicos, a resistência da ligação varia entre 1,6 e 2,5 MPa, consoante se tratem de cargas cíclicas ou monotónicas, respectivamente. Caso se recorra a buchas metálicas, a resistência da ligação aço-resina-betão varia entre 2,8 e 3,4 MPa [6] respectivamente. Genericamente, para o caso de da aplicação do reforço sem buchas toma-se,

$$\tau_{Rd} = \min\{f_{ctk,0.05}; 2,0\text{Mpa}\} \quad (9)$$

O cálculo da tensão de aderência instalada na interface é então feito admitindo que a força no elemento de reforço é proporcional ao elemento instalado. Deste modo, e para um caso genérico de vigas simplesmente apoiadas em que, para uma carga uniformemente distribuída, o momento segue um desenvolvimento parabólico, a intensidade da força ao longo do comprimento seguirá também uma evolução parabólica. A tensão de aderência apresenta uma variação linear ao longo do desenvolvimento do reforço, devendo o seu valor máximo ($\tau_{Sd,max}^r$) ser tal que permita a transferência do betão para o reforço, no meio-vão da força $F_{Sd,max}^r$, ou seja,

$$\tau_{Sd,max}^r = \frac{4F_{Sd,max}^r}{bL} \quad (10)$$

Em que b e L designam, respectivamente, a lagura e o comprimento do material de reforço instalado. $F_{Sd,max}^r$, valor máximo da força instalada, correspondente à secção de máximo momento flector, é dado por,

$$F_{Sd,max}^r = A_s^r f_{yd} \quad (11)$$

A verificação da segurança é feita através da limitação de tensões de aderência verificada na interface. Para o caso de ligação sem auxílio de meios mecânicos, o valor máximo da tensão de aderência é limitado ao valor resistente.

$$\tau_{Sd,max}^r \leq \tau_{Rd} \quad (12)$$

No caso da utilização de meios mecânicos de fixação, a resistência das buchas é dada por unidade de área de colagem e a contribuição da resina na ligação deverá ser afectada de um coeficiente γ . Assim, a tensão de aderência instalada em cada secção do elemento deve obedecer à expressão,

$$\tau_{Sd}^r \leq \gamma \tau_{Rd} + \frac{F_b}{s.b} \quad (13)$$

Sendo F_b a resistência de corte de uma bucha e s_b o espaçamento entre buchas.

Nas figuras 2.5 pode ver-se uma situação de aplicação prática do reforço pela colagem de chapas metálicas ao passo que na figura 2.6 se apresenta uma situação de rotura comum deste tipo de sistemas obtida por via experimental.



Figura 2.3- Pormenor de operação de reforço por adição de betão armado [51]



Figura 2.4 - Pormenor de rotura de uma viga reforçada por adição de betão armado [51]



Figura 2.5 – Viga reforçada com chapas metálicas coladas [89]



Figura 2.6 – Pormenor de rotura de um sistema de reforço por adição de chapas metálicas coladas [5]

2.4. *Fiber reinforced polymers (FRP)*

Nas últimas décadas o mundo tem assistido a uma explosão crescente e contínua da produção de conhecimento nas áreas técnicas e científicas. Seguindo esta tendência, a engenharia dos materiais tem vindo a oferecer à engenharia novas abordagens aos seus problemas. De entre os inúmeros materiais desenvolvidos nas últimas décadas, o grupo dos compósitos de alta resistência tem-se revelado como um dos mais importantes.

Os compósitos de FRP, desenvolvidos originalmente com o propósito de servir a engenharia espacial e aeronáutica na década de 40 [20], rapidamente se expandiram a outras áreas tecnológicas graças às suas características especiais. Em engenharia de estruturas, as primeiras referências da utilização destes materiais em estruturas de betão datam de 1954, por Rubinsky [63]. Desde então têm sido desenvolvidos esforços com o objectivo da optimização da utilização destes materiais como materiais de construção e de reforço de estruturas. Embora os primeiros estudos datem de décadas anteriores, só em meados dos anos 90 se assistiu ao início da utilização destes materiais em aplicações práticas [63]. Contudo, o vazio informativo e regulamentar que se fazia sentir na altura conduzia a um sentimento geral de desconfiança perante novas técnicas e materiais, até então pouco estudadas e desenvolvidas. À data, os projectos eram na sua grande maioria desenvolvidos unicamente por engenheiros, com conhecimentos específicos na área dos materiais compósitos, em colaboração com as entidades fabricantes, que providenciavam as informações possíveis quanto ao dimensionamento bem como quanto às condições e procedimentos de aplicação [63].

No seguimento do crescimento do interesse global pela aplicação de materiais compósitos de alta performance na construção, e com o intuito de pôr fim ao vazio em termos de recomendações de cálculo e de documentação normativa que se vivia, intensificou-se, a nível global, a investigação desenvolvida nesta área.

No início dos anos 80 o Structural Plastics Research Council (SPRC), comité criado pela American Society of Civil Engineers (ASCE), era já responsável pela publicação de inúmeros artigos referentes ao estudo da utilização de perfis de FRP em estruturas [63]. No contexto Europeu, o Federal Laboratories for Material Testing and Research (EMPA), laboratório suíço, iniciava, em 1987, trabalho pioneiro [72] de investigação (por Urs Meier e Kaiser) sobre o comportamento de materiais compósitos aplicados à engenharia de estruturas.

Em 1989, a Japanese Society of Civil Engineers (JSCE), com o apoio da Association of Composite Materials using Continuous Fiber for Concrete Reinforcement (CCC), criava um

grupo de investigação orientado para o estudo da utilização de materiais compósitos em reforço de estruturas [11].

Hoje, instituições como o *American Concrete Institute* (ACI), *Intelligent Sensing for Innovative Structures* (ISIS), a *Federation Internationale du Béton* (FIB), a *Japanese Society of Civil Engineers* (JSCE), o *Consiglio Nazionale delle Ricerche* (CNR) ou o *Deutsches Institut für Bautechnik* (DIBt) entre outras, são referências mundiais do estudo da construção e reforço de estruturas com materiais compósitos. Estas são responsáveis pela produção dos mais importantes documentos existentes, dos quais se destacam o “Recommendation for Upgrading of Concrete Structures with Use of CFRP Sheet” [54], da JSCE, publicado em 2000, o “Bulletin 14 – Externally Bonded FRP Reinforcement for Structures” [44], publicado pela FIB em 2001 e o “Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures” [1] publicado pela ACI em 2002.

Além dos esforços institucionais, muitos têm sido os autores que a título individual têm desenvolvido investigação na área. No contexto Americano destacam-se, por exemplo, os trabalhos desenvolvidos por H. Saadatmanesh e M. Ehsani [97] na Universidade do Arizona, Priestley, Seible e Karbhari [58,117] na Universidade da Califórnia ou A. Nanni [78,79] na Universidade do Missouri. Já na Europa, são referência os trabalhos levados a cabo por Meier [71,72], Kaiser [56, 72], Holzenkämpfer [50], Matthys [69], Triantafillou [111, 112,113] ou Täljsten [106], entre outros. Os trabalhos desenvolvidos por Teng e Chen [107] são, entre outros, referências no trabalho na área da aplicação de FRP’s do continente asiático.

Em Portugal destacam-se, entre outros, os trabalhos desenvolvidos nas principais universidades técnicas em variadas vertentes do estudo da aplicação de compósitos FRP.

No campo do reforço de pilares através do confinamento com materiais compósitos destacam-se os trabalhos desenvolvidos na Universidade Nova de Lisboa, por Rodrigues [91, 92], Rodrigues e Silva [95, 96, 102] e Paula e Silva [86], bem como a investigação produzida por Barros e Ferreira [12] na Universidade do Minho.

Na aplicação de compósitos FRP em vigas, de destacar os trabalhos de Juvandes [55], Figueiras e Dias[34] na Universidade do Porto, os trabalhos de Barros e Sena Cruz [98,99] na Universidade do Minho, bem como os trabalhos de Nsambu [85] e Gião [46] no Instituto Superior Técnico. No campo da aplicação de sistemas de pré-esforço com laminados compósitos, de destacar o trabalho desenvolvido no IST por Appleton, Costa e França [27]. Na UNL, de destacar o trabalho em desenvolvimento por Rodrigues, Biscaia e Carvalho [21].

No estudo do comportamento das ligações CFRP-resina-betão, de destacar o trabalho desenvolvido por Travassos e Gomes [109, 110], bem como Costeira e Silva [103] no campo da modelação e análise de estruturas reforçadas com FRP.

Nas aplicações de compósitos em estruturas de alvenaria destacam-se os trabalhos desenvolvidos por Costa [28] no IST, bem como os trabalhos desenvolvidos por Pinho, Baião e Lúcio na UNL, em cooperação com o LNEC [87].

No estudo da durabilidade de materiais e sistemas de reforço compósitos, de realçar os extensos trabalhos desenvolvidos por Silva [101], Marreiros [68] e Biscaia [15] na UNL, bem como os trabalhos de Costa [27], no IST.

2.5. Materiais compósitos

Por definição, materiais compósitos são aqueles que resultam da conjugação de duas ou mais fases distintas, cujas características se complementam, de forma a obter determinadas propriedades que, quando isolados, estes não possuem. Desde tempos remotos que os engenheiros têm vindo a obter, com a conjugação de materiais de diferentes propriedades, respostas para os problemas estruturais com que se debatem, de que é exemplo clássico o betão armado. Neste, as lacunas do betão ao nível da resistência à tracção são ultrapassadas através do reforço com armaduras de aço, permitindo assim, através da conjugação dos dois materiais, obter soluções ao mesmo tempo económicas e estruturalmente eficazes.

Mais recentemente, os avanços verificados no campo da engenharia de materiais, permitiram obter novas conjugações de materiais cujas propriedades conjuntas nos oferecem características até agora inexistentes. Exemplo disso são os FRP, materiais compósitos constituídos por uma matriz polimérica reforçada através de fibras, cujas características a variados níveis os tornam materiais extremamente atractivos em aplicações estruturais. Sucintamente, a eficiência do uso de FRP como material estrutural advém do uso eficiente de fibras com elevadas resistências mecânicas, responsáveis pela resistência mecânica do compósito, embebidas numa matriz polimérica, responsável pela distribuição de cargas bem como pela protecção das fibras [69]. Contudo, factores como a orientação das fibras ou o processo de fabrico são também variáveis das quais dependem as características dos FRP.

Hoje, graças a uma diversidade a todos estes níveis são inúmeras as soluções de materiais compósitos de que gozam os projectistas, devendo estas ser seleccionadas consoante as

necessidades a que se pretende responder. Os FRP são, geralmente, separados em dois principais grupos – pré-fabricados e impregnados *in-situ*.

Os FRP pré-fabricados consistem na sobreposição de várias camadas de fibras, podendo estas diferir ao nível do material bem como ao nível da orientação, através da impregnação numa matriz polimérica. A optimização da resistência e da rigidez na direcção longitudinal do FRP é obtida através da disposição unidireccional das fibras que o constituem. A cura destes FRP é obtida ainda em fábrica, sendo que na fase de aplicação, estes materiais se encontram numa fase rígida, não moldável, sendo apenas necessária a colagem dos mesmos ao elemento a reforçar – recorrendo, usualmente, a resinas epoxídicas. Apesar de apresentarem, de um modo geral, geometria linear, estes podem ser moldados em fábrica para responder a situações particulares de utilização que assim o determinem. Como disposições mais comuns para este tipo de materiais destacam-se os laminados, tiras, redes ou barras de pré-esforço.

Por sua vez, as mantas são produzidos através do agrupamento de feixes de fibras, alinhadas e esticadas, sendo introduzidas numa prensa em simultâneo com uma tela impregnada com quantidades mínimas de resina. Nos tecidos, as fibras, depois de alinhadas, são sujeitas a um entrelaçamento num tear, evitando assim a necessidade da utilização de tela impregnada. Em ambos os casos, o compósito forma-se apenas com a adição da resina durante a aplicação (*in-situ*). A resina utilizada neste processo providencia a saturação dos tecidos de fibra, bem como a interface do material compósito à estrutura a reforçar, sendo que o material só ganha a designação de FRP após impregnação. Visto que nestas soluções o FRP só adquire as suas propriedades mecânicas após a polimerização da resina posteriormente à sua aplicação no elemento a reforçar, as suas características devem ser obtidas a partir de ensaios realizados em provetes obtidos nas condições verificadas *in-situ*.

2.5.1. Adesivos

O adesivo providencia o interface entre o material de reforço e a estrutura a reforçar de modo a possibilitar a transferência de tensões entre estes. Esta componente dos sistemas de elementos colados, sistemas que dependem directamente de transferência de carga por aderência, é por isso um ponto fulcral dos mesmos. No processo de transferência de tensões o adesivo é sujeito a tensões de corte ao longo do plano longitudinal do reforço bem como de tensões normais ao mesmo [69]. Ambas as situações devem ser tidas em conta no momento do projecto para possibilitar a optimização do sistema e para prevenir situações de falha global do sistema de reforço por ocorrência de destacamento. A escolha do adesivo a utilizar em cada caso é, por

isso, um ponto-chave no reforço de estruturas com FRP. Os tipos de adesivos disponíveis variam quanto às suas características químicas, físicas e mecânicas, contudo, os adesivos mais difundidos são as resinas epoxídicas (que resultam da combinação de resinas poliméricas com materiais endurecedores). De entre alguns dos factores responsáveis pela generalização deste material, destacam-se [49]:

- a. Trabalhabilidade variável (ajustável consoante a formulação);
- b. Elevada coesão em situação de pós-cura;
- c. Retracção reduzida (quando comparada com poliésteres, acrílicos ou vinis), permitindo a colagem de áreas consideráveis sem necessidade de cuidados especiais de aplicação;
- d. Boas propriedades de secagem em variados substratos;
- e. Elevadas propriedades mecânicas (relativamente a outros adesivos);

Existem características de referência às quais estas devem obedecer para maximizar o comportamento do reforço. Entre as mesmas encontram-se a adequada adesão ao betão e ao FRP utilizado, suficiente trabalhabilidade, temperaturas de transição vítrea suficientemente afastadas das condições de serviço ou valores mecânicos suficientes para as solicitações a que forem sujeitas. Existem, contudo, alguns problemas quanto à utilização deste tipo de resinas. A toxicidade das mesmas, a resistência a situações de incêndio, a restrita gama de temperaturas de aplicação e de utilização, torna as resinas epoxídicas soluções pouco viáveis em alguns casos. De referir ainda a reduzida permeabilidade e a fraca compatibilidade térmica com a superfície de betão a reforçar como características adversas ao uso destes materiais [75].

Tabela 2.1- Propriedades típicas de resinas epoxídicas [44]

Propriedade (a 20°C)	Resina Epoxídica
Densidade (kg/m ³)	1100 – 1700
Módulo de Elasticidade (GPa)	0,5 – 20
Tensão de Tracção (MPa)	9 – 30
Tensão de Corte (MPa)	10 – 30
Tensão de Compressão (MPa)	55 -110
Extensão de Rotura (%)	0,5 – 5
Coefficiente de Expansão Térmica (10 ⁻⁶ /°C)	25 – 100
Temperatura de Transição Vítrea (°C)	45 – 80

2.5.2. Matrizes

A matriz de um material compósito é responsável pela protecção das fibras contra agentes exteriores bem como pela distribuição de tensões entre as mesmas. Parâmetros de resistência mecânica dos compósitos, como propriedades em compressão ou em corte, bem como propriedades químicas e físicas, são altamente influenciadas pelas matrizes. Deste modo, a adopção de uma matriz para um determinado material compósito deve obedecer a um estudo criterioso dos diversos factores intervenientes [3].

As matrizes podem ser agrupadas em dois principais tipos, sendo estes as termoendurecíveis e as termoplásticas, sendo que as primeiras são as de aplicação mais generalizada (onde se incluem as resinas epoxídicas, os poliésteres e o vinil) [19]. Entre as vantagens das matrizes termoendurecíveis encontra-se o facto de estas apresentarem superior resistência a agentes químicos, reduzida fluência e perda de tensões por relaxação, bem como considerável estabilidade face a acções térmicas [69].

As matrizes epoxídicas apresentam, em média, um *pot-life* de 30 minutos a 20°C, podendo este ser alterado através de diferentes volumetrias ou constituintes utilizados [19].

De forma a excluir quaisquer ambiguidades, importa referir que em alguns sistemas FRP, a função do material adesivo é garantida à priori pelas matrizes (sistemas de impregnação *in-situ*), pelo que o uso do termo adesivo é apenas utilizado, de um modo geral, em aplicações de materiais compósitos pré-fabricados.

Tabela 2.2 - Propriedades mecânicas típicas de matrizes de sistemas FRP [19]

Material	Densidade [kg/m ³]	Tensão de Rotura [MPa]	Módulo de Elasticidade [GPa]	Extensão de Rotura [%]
Polyester	1000 – 1450	20 – 100	2,1 – 4,1	1,0 – 6,5
Epoxy	1100 – 1300	55 – 130	2,5 – 4,1	1,5 – 9,0

2.5.3. Fibras

As fibras constituem uma das duas fases dos materiais compósitos de alta performance. Estas asseguram o papel de reforço da matriz, sendo-lhes atribuída a função de mobilização de tensões quando o material compósito é solicitado.

A estrutura fibrosa dos FRP é assim constituída por fibras geralmente contínuas, de comprimento variável, cujos diâmetros variam, de grosso modo, entre os 5 e os 20 μm [16]. Contudo, torna-se importante referir a existência de fibras descontínuas, cujos comprimentos se situam num intervalo entre 10 a 50 mm, embora estas sejam mais utilizadas noutro tipo de aplicações, tais como o reforço de materiais cimentícios. [63]. O facto de possuírem valores de massa volúmica extremamente reduzidos para valores de resistência mecânica extremamente elevados torna estes materiais altamente atractivos para a engenharia de estruturas. Comparativamente ao aço, estes permitem mobilizar tensões muitíssimo superiores para um incremento residual no peso do elemento a reforçar.

De um modo geral, as fibras são caracterizadas por uma excelente durabilidade. O facto de possuírem elevada resistência ao fogo bem como o facto de não serem materiais susceptíveis de corrosão – situação comum em armaduras de aço – entre outras propriedades, garantem altos níveis de durabilidade para as solicitações a que estão sujeitas ao longo da sua vida útil [69]. Contudo, o seu comportamento elástico-linear resulta na obtenção de roturas totalmente frágeis, altamente indesejadas no comportamento de estruturas, o que constitui um dos pontos mais negativos à sua utilização. Embora as tensões de rotura da maioria das fibras raramente sejam atingidas, este trata-se de uma característica que não pode ser negligenciada, sob pena do colapso de estruturas reforçadas sem qualquer pré-aviso que permita minimizar os danos que dessa situação advêm.

Existem hoje inúmeros tipos de fibras disponíveis, cada uma delas com características específicas no que diz respeito às suas dimensões, características mecânicas, durabilidade, resistência química, etc. Ainda assim, apesar desta diversidade, podem destacar-se três tipos de fibras como sendo as mais comuns em sistemas de reforço de estruturas, sendo estas as fibras de aramida, de vidro e de carbono. O tipo de fibra a utilizar em cada caso deve então ser seleccionado segundo as características que mais se adequem à situação em questão. Dada a temática do presente documento, apenas as fibras de carbono serão apresentadas em detalhes, recomendando-se ainda assim a leitura de documentos como Matthys [69], Lawrence C. Bank [63], entre outros, como fonte de informação completa sobre as fibras de utilização mais comum em aplicações em estruturas de betão armado.

2.5.3.1. Fibras de carbono

As fibras de carbono são materiais orgânicos, semi-cristalinos, constituídos, a um nível atômico, por cadeias bidimensionais de átomos de carbono. Graças à sua composição molecular, as fibras de carbono apresentam um comportamento isotrópico, sendo que as suas propriedades variam consoante a direcção analisada [63].

De um modo geral, as fibras de carbono apresentam diâmetros de entre 5 a 18 μm , sendo este valor função do material através do qual são produzidas as mesmas [16]. A altas temperaturas, que variam entre os 1200 e os 2400°C, as fibras podem ser obtidas a partir de três principais matérias-primas; alcatrão, poliacrilato (PAN) ou *rayon* [69]. As fibras de carbono podem ser agrupadas consoante as suas características, sendo as principais classes distinguidas pelo módulo de elasticidade, têm-se assim, as fibras de *standart modulus* (SM), *intermediate modulus* (IM), *high strenght* (HS) e *ultra-high modulus* (UHM).

Tabela 2.3 - Propriedades mecânicas típicas de diferentes FRP [44]

Material	Módulo de Elasticidade (GPa)	Tensão Tracção (MPa)	Extensão de Rotura (%)
Fibra de Carbono			
<i>High Strength</i>	215 – 235	3500 – 4800	1,4 – 2,0
<i>Ultra High Strength</i>	215 – 235	3500 – 6000	1,5 – 2,3
<i>High Modulus</i>	350 – 500	2500 – 3100	0,5 – 0,9
<i>Ultra High Modulus</i>	500 – 700	2100 – 2400	0,2 – 0,4
Fibra de Vidro			
<i>E</i>	70	1900 – 3000	3,0 – 4,5
<i>S</i>	85 – 90	3500 – 4800	4,5 – 5,5
Fibra de Aramida			
<i>Low Modulus</i>	70 – 80	3500 – 4100	4,3 – 5,0
<i>High Modulus</i>	115 – 130	3500 – 4000	2,5 – 3,5

Devido às suas excelentes propriedades mecânicas e aos reduzidos valores de peso específico (na ordem dos 18 kN/m^3), as fibras de carbono são amplamente utilizadas em situações de reforço estrutural. Estas apresentam módulos de elasticidade num intervalo compreendido entre os 200 e os 800 GPa, para valores de extensão de rotura entre os 0,3 e os 2,5% [115]. Apresentam também bom comportamento em aspectos como fadiga, carregamento

cíclico ou fluência [69]. Além das características já referidas, estas possuem elevada durabilidade, de que são exemplo a elevada resistência à corrosão, a resistência aos ácidos, aos álcalis ou a acções orgânicas. Contudo, especial atenção deve ser tida em conta quanto ao facto de estes serem materiais condutores térmicos e eléctricos. Devem por isso ser tomados cuidados especiais em situações de possível contacto com metais, de modo a prevenir a galvanização dos mesmos [15].

2.6. Requisitos de sistemas de reforço compósitos

2.6.1. Compatibilidade entre materiais

Compatibilidade pode ser descrita como o equilíbrio entre as propriedades físicas, químicas e electroquímicas, bem como das dimensões, entre o material de reforço e o material a reforçar, neste caso, o betão [40]. Quer ao nível da durabilidade, quer ao nível estrutural, a compatibilidade é por isso uma característica fulcral em qualquer sistema de reforço. No caso especial de sistemas passivos que recorrem a materiais compósitos, cujas cargas e tensões são, na sua grande maioria, transmitidas através de tensões de aderência nas interfaces, este factor assume uma importância ainda maior. Qualquer deficiência ao nível destas superfícies pode resultar numa falha prematura e global do sistema, pelo que deve, sempre que possível, maximizar-se a compatibilidade entre os materiais utilizados. Segundo Morgan [76] a compatibilidade deve ser garantida em quatro pontos fundamentais, sendo estes a compatibilidade dimensional, a química, electroquímica e a higroscópica.

A compatibilidade dimensional diz respeito a situações de alteração volumétrica dos materiais e tem-se revelado como um dos principais problemas da indústria de reparação de estruturas, visto que representa uma causa comum do insucesso de intervenções de reforço [59]. Desta, destaca-se a retracção por secagem como uma das mais importantes (no caso da utilização de adesivos de base cimentícia). As tensões de tracção provocadas por este fenómeno podem, em certos casos, causar fendilhação ou até produzir anomalias em algumas fibras [40]. Como tal, deve ser assegurada compatibilidade suficiente entre materiais de forma a evitar este tipo de situações. Outra importante origem de variações volumétricas dos materiais é a variação de temperatura, ou gradientes térmicos. Nestas, caso não seja assegurada compatibilidade ao nível dos valores dos coeficientes de expansão térmica, geram-se também tensões indesejadas nas zonas de reforço. Como outros factores de compatibilidade dimensional encontram-se ao nível dos valores dos módulos de elasticidade, da fluência dos materiais ou da geometria das secções. O material de reparação ideal será então aquele que se caracterize por uma elevada

estabilidade volumétrica, isto é, que não sofra retracção ou expansão uma vez instalado e que apresente um módulo de elasticidade e um coeficiente de expansão térmica similar ao do substrato do betão [40].

Ao nível da compatibilidade química e electroquímica, os materiais de reforço não devem possuir características que tenham efeitos nocivos no elemento de betão a reforçar. Exemplo de situações a ter em conta são a possibilidade de reacções álcalis entre os materiais, bem como diferenças acentuadas de pH que originem processos indesejados nas armaduras [40]. A compatibilidade higroscópica deve ser sempre garantida, evitando assim situações em que a impermeabilidade do material de reforço dê origem à deterioração dos materiais envolvidos, originada pela constante presença de água.

2.6.2. Durabilidade

Devido à natureza das intervenções de reforço, a durabilidade apresenta-se como um ponto fulcral a garantir em qualquer sistema, sendo esta a principal responsável pela sustentabilidade das soluções. A durabilidade não deve nunca ser negligenciada, especialmente em acções de reforço, sob pena da total inutilidade das intervenções – com o inerente contra censo associado. O estudo da durabilidade é uma área extremamente vasta, pelo que serão apenas apresentadas, de um modo sucinto, os principais factores que nela influem.

Os factores que afectam a durabilidade são múltiplos, contudo, estes podem ser agrupados em duas classes principais – os factores associados ao projecto e os factores associados à construção [76]. Embora distintas, importa referir que estas duas classes não são independentes, dependendo mutuamente das propriedades inerentes aos materiais envolvidos.

Como principais variáveis nos factores derivados do projecto que afectam a durabilidade destacam-se a qualidade do mesmo, a compatibilidade dos materiais (apresentada anteriormente) e os métodos de aplicação adoptados. Já ao nível da classe dos factores inerentes à construção, destacam-se as condições ambientais, as propriedades do substrato reforçado bem como a qualidade da mão-de-obra envolvida [40].

De um modo geral, os materiais compósitos apresentam elevada durabilidade quando comparados com materiais como o betão ou aço. No caso particular das fibras de carbono, como já referido anteriormente, estas apresentam imunidade à corrosão dada a sua natureza inerte, bem como elevada resistência a soluções ácidas, alcalinas e orgânicas.

2.6.3. Requisitos ao nível do material adesivo

Segundo Matthys [69], os materiais que garantem a aderência na interface de sistemas de reforço compósitos devem cumprir certos requisitos, dos quais se destacam:

- a. Condições de trabalhabilidade que permitam uma adequada adesão tanto ao betão como ao material compósito (que evitem a necessidade de estruturas temporárias no processo de cura) e que permitam boas condições de embebimento do mesmo;
- b. A qualidade da aderência garantida bem como a trabalhabilidade não devem ser excessivamente sensíveis a variações limitadas na qualidade das superfícies a reforçar bem como às condições ambientais;
- c. Ao nível da durabilidade, o material adesivo deve garantir significativa resistência à humidade, fluência, possuir compatibilidade térmica para com o betão e resistência às propriedades alcalinas do mesmo betão;
- d. Devem garantir temperaturas de transição vítrea significativamente mais elevadas do que as temperaturas previstas para situações de utilização;

Além destas, destacam-se outras características sugeridas por Kolsch [59]:

- a. Propriedades mecânicas que garantem uma eficiente transmissão de cargas;
- b. Devem ser, sempre que possível, materiais ambientalmente sustentáveis;

2.6.4. Requisitos ao nível das fibras

Segundo Matthys [69], as fibras utilizadas em sistemas de reforço estrutural compósito devem possuir as seguintes características:

- a. Resistência a acções corrosivas;
- b. Elevada resistência mecânica (sobretudo, tensões de tracção);
- c. Deformação de rotura adequadas às necessidades;
- d. Resistência à fadiga;
- e. Estabilidade dimensional;

Às quais se juntam algumas características propostas por Wiberg [115], das quais se destaca a resistência a acções químicas (como por exemplo, reacções alcalinas).

2.6.5. Requisitos ao nível do betão

A transmissão de tensões entre o reforço e a estrutura a reforçar é, nos sistemas comuns de aderência, garantida exclusivamente por aderência nas interfaces, pelo que a viabilidade do sistema é afectada directamente pela resistência do betão do elemento reforçado. Assim, a utilização de sistemas de reforço compósitos deve ser limitada a betões com resistência a tensões de tracção superior a 1,5 MPa [16]. Além das propriedades mecânicas do betão, este deve ser minuciosamente inspeccionado antes da aplicação do reforço. Situações de delaminação, fissuração ou sintomas de ataque químico deverão ser previamente reparadas de modo a potenciar o adequado funcionamento do sistema de reforço a instalar.

2.7. Sistemas compósitos de reforço de vigas à flexão

Em 1991, Meier e Kaiser [56,70,73] apresentavam o resultado de uma extensa campanha experimental levada a cabo nos laboratórios da EMPA, e iniciada em 1987, onde haviam testado vinte e seis vigas de betão armado reforçadas através do uso de materiais compósitos. Os estudos focaram-se na utilização de laminados de CFRP, colados através de resinas epoxídicas, com o objectivo fundamental de avaliar o real incremento de resistência conferido pelo reforço, bem como a observação dos modos de rotura que estes proporcionavam. Em simultâneo, Ladner Pralong e Weder, publicavam em 1990 outro documento [61] pioneiro na área. Este apresentava os resultados do trabalho experimental levado a cabo em vigas de betão armado de secção em T reforçadas, também estas, por laminados de carbono.

Da análise destes e de outros trabalhos desenvolvidos nos laboratórios suíços resultaram informações importantes para o início da compreensão das características destes sistemas. Como primeiras conclusões, destacam-se a verificação da validade do método de compatibilidade de deformações no cálculo de secções reforçadas com compósitos, ou a importância da abertura de fendas resultantes de esforço transversal na obtenção de modos frágeis de rotura [97].

Contudo, para lá dos esforços produzidos nos laboratórios da EMPA, nomes como Saadatmanesh [97], Ritchie [88], Triantafillou em 1992 [111] ou Täljsten em 1994 [106], entre outros, desenvolviam, também eles, estudos importantes no campo da aplicação de materiais

compósitos no reforço de vigas de betão armado à flexão. No contexto português, Nsambu em 1997 [85] e Juvandes em 1999 [55] publicaram os primeiros estudos na área em Portugal.

Hoje, o reforço de vigas à flexão através de sistemas FRP está definitivamente instalada, quer nos esforços de investigação a nível mundial, bem como ao nível da sua utilização pela indústria da construção. Na verdade, o conceito básico destes sistemas não é novo, sendo a sua origem directamente ligada à técnica de aplicação de chapas coladas. Contudo, a substituição do reforço de chapas de aço por materiais compósitos possibilitam novas abordagens à problemática do reforço, ao tornarem questões fulcrais como o incremento significativo de peso próprio dos elementos, a alteração das propriedades dinâmicas originais das estruturas, a durabilidade das soluções, o transporte e maneabilidade ou a rapidez de aplicação. Apresentam-se, de seguida, as principais técnicas de reforço passivo de vigas à flexão existentes.

2.7.1. Sistemas de impregnação *in-situ*

Os sistemas de impregnação *in-situ* caracterizam-se pela aplicação exterior de material FRP, na forma de tecidos ou mantas, aos elementos a reforçar. Nestes, a matriz e as fibras são fornecidas em separado e os processos de impregnação e cura do compósito são efectuados no momento de aplicação do reforço. As mantas ou tecidos apresentam valores típicos de espessura de 0,1 a 0,5 mm [69] e larguras de 25 a 130 cm, pelo que na maioria dos casos é necessária a aplicação de várias camadas de reforço de modo a obter a área resistente necessária.

Estes sistemas são geralmente classificados em relação à principal direcção de actuação das fibras aplicadas, que podem ser dispostas de modo unidireccional ou em diferentes direcções. Dada a natureza da técnica e consequentemente, a moldabilidade do material FRP, estes sistemas apresentam como principal vantagem o facto de permitirem a adaptação do reforço à geometria dos elementos a reforçar. Do ponto de vista da resposta estrutural, trata-se de um método eficaz no reforço de estruturas em regiões sísmicas, dado aumento de ductilidade e de resistência ao corte dos elementos [91].

Pelos motivos anteriormente apresentados, o sistema de impregnação *in-situ* apresenta-se como uma solução de excelência no reforço de pilares (especialmente em pilares de secção circular) bem como no reforço de ligações de considerável irregularidade geométrica (como em nós de ligação viga-pilar). No caso particular da aplicação a elementos de viga, a investigação produzida tem vindo a ser orientada maioritariamente no sentido de responder a accções de corte. Contudo, tendo em conta as características geométricas particulares da técnica, é comum a utilização da mesma com vista a colmatar ambas as deficiências ao nível de corte e de flexão.

A aplicação deste tipo de sistemas deve ser precedida por uma preparação cuidada da superfície de betão. Em primeiro lugar, a leitada superficial do betão de recobrimento (aproximadamente 2mm) deve ser removida homogeneamente de modo a tornar a superfície rugosa. Em segundo lugar, caso existam arestas na área a reforçar, estas devem ser arredondadas por forma a que o raio de aresta seja maior ou igual a 20 mm [13].

Na figura 2.7 e 2.8 apresentam-se situações comuns de reforço de estruturas com materiais FRP impregnados *in-situ*.

2.7.2. Sistemas pré-fabricados colados (EBR)

Os sistemas de reforço exterior por colagem de elementos pré-fabricados através de adesivos epoxídicos (*Epoxy Bonded Reinforcement* – EBR) resultam de uma evolução da técnica de chapas coladas, anteriormente apresentada. Esta técnica baseia-se na adição de laminados pré-fabricados de FRP aos elementos a reforçar por via da utilização de adesivos, geralmente epoxídicos.

O comportamento do reforço é unidireccional, dada a natureza do material compósito e do tipo de acção a que pretendem responder. Em aplicações correntes, a espessura do laminado encontra-se entre os 1 a 2 mm, e a largura é variável consoante os diferentes fabricantes. O comprimento dos elementos de reforço necessários não é condicionante, dado que estes são geralmente acondicionados em rolos de 50 ou 100 metros, sendo cortados à medida já em obra.

Do ponto de vista construtivo, esta técnica apresenta-se como consideravelmente mais simples e eficiente do que o reforço impregnado *in-situ*. Ao contrário deste último, os únicos cuidados especiais a ter em conta prendem-se com o tratamento da superfície de betão e com a aplicação do material adesivo. A superfície de aplicação não deve apresentar delaminação, fissuração ou quaisquer outros sinais de degradação, de modo a garantir condições de funcionamento satisfatório do sistema de reforço [13]. De modo a potenciar a eficácia da interface entre o agente adesivo e a superfície de betão, esta deve ser tratada com o recurso a jacto de areia, jacto de água ou picagem mecânica de modo a remover a leitada superficial de betão [19]. A superfície final de aplicação não deverá apresentar irregularidades geométricas superiores a 5 mm a cada 2 m, bem como uma humidade inferior a 4% [17]. O procedimento de aplicação de sistemas EBR será apresentado em detalhe no capítulo 4 do presente documento. Esta é, de todas as técnicas de reforço de vigas à flexão com FRP, a mais antiga, estudada e difundida em aplicações práticas.

Nas figuras 2.9 e 2.10 podem ver-se aplicações típicas de sistemas de reforço FRP à flexão com laminados pré-fabricados colados.

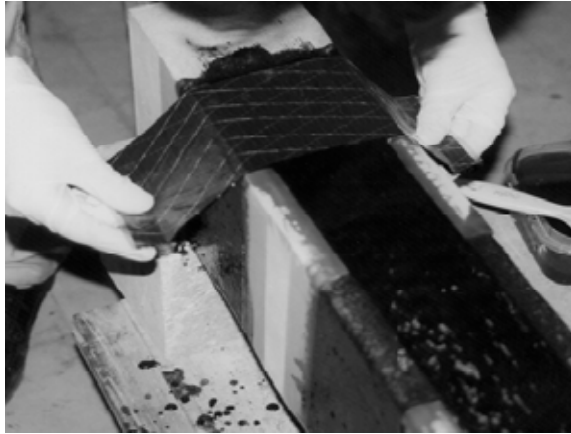


Figura 2.7 - Pormenor de aplicação de mantas FRP [17]



Figura 2.8 - Reforço de elemento de geometria irregular com mantas de FRP [91]



Figura 2.9 - Pormenor de aplicação de laminados CFRP [104]



Figura 2.10 - Reforço por adição de laminados de CFRP [104]

2.7.3. *Near surface mounted reinforcement (NSMR)*

Mais recentemente, como resposta a algumas das deficiências demonstradas pelo sistema comum EBR, surgiu o sistema NSMR. Através da inserção de elementos compósitos pré-fabricados em rasgos efectuados no betão de recobrimento das armaduras, esta técnica permite

aumentar a capacidade de mobilização resistente do FRP (através da obtenção de uma área de corte muito superior), aumentar a protecção do material resistente a acções exteriores acidentais bem como um consequente aumento da durabilidade do reforço. Além das potencialidades supra-citadas, a técnica de NSMR permite realizar intervenções cujo impacto estético é praticamente nulo, especialmente importante em edifícios de uso público ou de importância arquitectónica.

O processo de aplicação de sistemas NSMR apresenta-se como relativamente simples e eficiente quando comparado com outros sistemas de reforço. Este consiste, de modo sucinto, na abertura dos rasgos de acordo com uma geometria pré-definida, na limpeza dos detritos resultantes da mesma operação e na aplicação do material adesivo. O procedimento de aplicação de sistemas NSMR será apresentado em detalhe no capítulo 4 do presente documento.

Em aplicações correntes, a espessura do laminado encontra-se entre os 1 a 2 mm, e a largura variável consoante os diferentes fabricantes. Já ao nível dos rasgos no betão, apresentam geralmente uma largura que varia entre os 3 e o 5 mm e uma profundidade entre os 12 e os 15mm [31].

A relativa novidade associada a este sistema leva a que, quando comparada com outras técnicas, se verifique ainda um défice em termos de investigação produzida na área (de que é exemplo a inexistência de propostas de regulamentação específica referente a sistemas NSMR). Ainda assim, a técnica tem vindo a despertar o interesse de investigadores em todo o mundo. Os primeiros estudos referentes a sistemas NSMR datam de 1999, ano em que Blaschko e Zilch publicavam um trabalho onde se descreviam os resultados experimentais da comparação entre sistemas EBR e NSMR em vigas de betão armado [32]. Nestes, os autores verificaram que a aplicação da técnica de reforço NSMR conduzia a sistemas mais dúcteis e cuja capacidade de carga era consideravelmente superior à dos sistemas EBR então testados. Desde então, autores como De Lorenzis [4,32,33], Nanni [32], Sena Cruz [31,98] ou Barros [98], entre outros, têm vindo a publicar alguns dos documentos mais importantes na área.

Nas figuras 2.11 e 2.12 podem ver-se algumas dos momentos mais importantes na aplicação de sistemas FRP NSMR em vigas de betão armado.

2.7.4. *Fiber cementitious reinforced polymers (FRCM)*

Paralelamente à investigação desenvolvida no campo da utilização de resinas epoxídicas, têm vindo a ser produzidos trabalhos importantes no campo da utilização de diferentes materiais adesivos, nomeadamente adesivos cimentícios. Apesar de representarem uma franja de investigação claramente inferior à verificada em outros sistemas de reforço, os sistemas FRCM têm vindo a ganhar notoriedade ao longo dos últimos anos, de que é exemplo a criação, em 2002, de uma comissão orientada para o estudo deste tipo de sistemas por parte da RILEM.

A existência de diversas variações (*Textile Reinforced Concrete (TRC)*, *Textile Reinforced Mortar (TRM)*, *Mineral Based Composites (MCB)*) no método base de aplicação da matriz cimentícia torna, por vezes, a definição genérica da técnica FRCM pouco clara. Contudo, de um modo geral, as técnicas centram-se na substituição dos agentes epoxídicos por materiais de base cimentícia. Ao nível do material compósito, opta-se geralmente pela utilização de malhas, grelhas, ou tecidos de FRP, de modo a maximizar a aderência entre as fibras e a matriz.

Entre as principais vantagens destes sistemas, relatadas por Blanksvärd [16], encontram-se a compatibilidade entre o substrato e o material de reforço (que conduz a uma consequente redução do escorregamento nas zonas de ancoragem), o incremento de resistência a forças de corte (dado o aumento da altura da secção a reforçar). A juntar a estas encontram-se a possibilidade de aplicação de reforço na presença de água, possibilitando o reforço em zonas costeiras, uma área para a qual o reforço FRP com resinas epoxídicas não apresenta soluções satisfatórias. A economia das soluções encontra-se também entre um dos factores a ter em conta neste tipo de sistemas, dado o reduzido preço das matrizes cimentícias quando comparada com materiais epoxídicos.

Entre os trabalhos referentes à aplicação destas técnicas no reforço de vigas a acções de flexão, destacam-se, entre outros, os programas experimentais de Kolsch [59]. Mais recentemente, autores como Wiberg [115], Blanksvärd [16], Wu e Teng [116] apresentaram trabalhos relevantes na área.

Na figura 2.13 é apresentado o processo de aplicação de sistemas FRCM ao passo que na figura 2.14 pode ver-se o pormenor da constituição típica dos tecidos utilizados neste tipo de reforço.



Figura 2.11 - Pormenor de aplicação de reforço NSMR



Figura 2.12 - Pormenor de aplicação de reforço NSMR



Figura 2.13 - Aplicação de reforço FRCM [115]

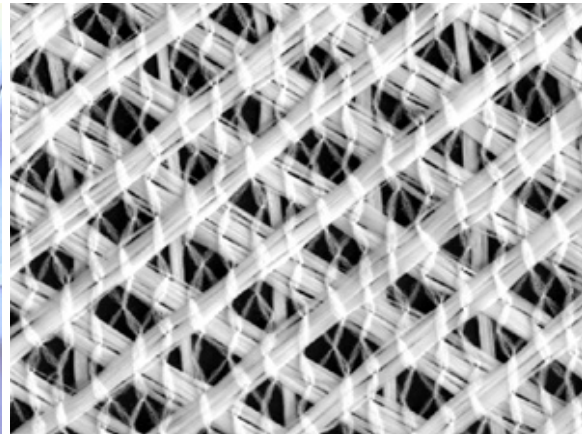


Figura 2.14 - Pormenor da constituição do tecido de reforço FRCM [115]

2.8. Códigos e regulamentação

Apesar da quantidade de investigação produzida ao longo das últimas décadas na área do reforço de estruturas de betão armado com recurso a materiais compósitos, a existência de regulamentação ou de documentos normativos é ainda extremamente deficitária. Entre outros motivos, destacam-se a relativa novidade do tema, a multiplicidade dos campos de aplicação bem como das soluções existentes. À data, conhecem-se apenas três países em que a documentação existente apresenta já carácter regulamentar, sendo estes o Canadá (The Canadian CSA S806 Code, 2002), o Egipto (The Egyptian FRP Code, 2005) e a Itália [81].

Verifica-se, contudo, que apesar do vazio regulamentar têm sido feitos inúmeros esforços à escala mundial no intuito de alterar esta realidade. No contexto europeu são já vários os países que dispõem de guias de dimensionamento, documentos de homologação ou relatórios técnicos. Entre eles, a Alemanha [35 a 38], a Suíça [100] ou a Grã-Bretanha [29]. Contudo, os avanços regulamentares europeus na área centram-se sobretudo nos documentos publicados pela *fib*, nomeadamente o *bulletin* 14 [44]. Neste encontram-se, de modo sucinto, propriedades dos materiais, recomendações de dimensionamento, de aplicação e de controlo de qualidade relativos exclusivamente a sistemas de reforço FRP EBR.

Na América do Norte, o *American Concrete Institute* (ACI) e o canadiano *Intelligent Sensing for Innovative Structures* (ISIS) são as duas principais instituições responsáveis pelo estudo da aplicação de compósitos no reforço. O ACI, através do Comité 440, foi responsável pela publicação de documentos importantes como o documento do comité 440 [1], tido como uma referência a nível mundial a par dos respectivos documentos equivalentes da *fib* [44] e da JSCE [54]. Deste então a mesma comissão tem vindo a proceder à actualização do documento, sendo que a última versão data de 2008. Tendo em conta as necessidades específicas dos EUA, que se centram fundamentalmente na necessidade do reforço de obras de arte, destacam-se também os esforços produzidos pela *National Cooperative Highway Research Program* que em 2003 publicou NCHRP-503 [113] e em 2004 viria a publicar NCHRP-514 [80]. Já o ISIS, criado em 1995, foi responsável pela publicação, entre outros, do manual de dimensionamento “*Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers*” [52].

No continente asiático, o principal impulsionador do reforço com FRP tem sido o Japão, com múltiplas publicações institucionais de relevo na área. Em grande parte associado à elevada sismicidade daquela região e às consequências inerentes a esta, foram sendo criadas, ao longo das últimas décadas, várias comissões dedicadas ao tema do reforço com compósitos. São disso exemplo os inúmeros documentos que têm vindo a ser produzidos desde que foi publicado o *Application of Continuous Fiber Reinforcing Materials to Concrete Structures* [53], pela JSCE, em 1992. Entre estes, destaca-se o *Recommendations for Upgrading of Concrete structures with Use of CFRP Sheet* [54] publicado em 2000.

2.9. Princípios de dimensionamento

2.9.1. Introdução

O dimensionamento de estruturas, independentemente do seu tipo, deve ser sempre baseado no conhecimento consciente dos sistemas existentes, das suas potencialidades, adequabilidade aos problemas e sobretudo, das suas limitações. Ao longo das últimas décadas, tal como foi anteriormente referido, a engenharia de estruturas tem vindo a aumentar o conhecimento à cerca do comportamento de estruturas reforçadas com materiais compósitos, o que tem permitido a optimização do seu dimensionamento e consequente funcionamento das mesmas.

Os conceitos de segurança e dimensionamento de estruturas de betão reforçadas com materiais compósitos são parcialmente partilhados com os regulamentos a que estruturas de betão armado dizem respeito. Disso são exemplo as combinações de acções utilizadas no calculo das diversas situações de dimensionamento de estruturas reforçadas com compósitos. Sejam elas Estado Limite Último, Estado Limite de Utilização ou Situações Acidentais, todas elas seguem as recomendações propostas pelos regulamentos pré-existentis, no caso, Eurocódigos. Contudo, situações particulares como a introdução de novos materiais nos sistemas estruturais ou a análise de novas situações de rotura possível, entre outras, revelam insuficiências dos códigos dirigidos exclusivamente a estruturas de betão armado convencionais.

O comportamento global de vigas reforçadas à flexão pode ser caracterizado, idealmente, por quatro ramos distintos na relação força versus deslocamento. Num primeiro instante, como em qualquer outro elemento de betão armado não fendilhado, obtém-se um regime elástico de resposta da estrutura. Este prolonga-se até ao momento em que a resistência à tracção do betão nas fibras extremas é atingida, momento em que se dá o fenómeno de fendilhação, resultando na primeira quebra de rigidez do elemento. O segundo ramo é caracterizado pelo comportamento elástico das armaduras ordinárias longitudinais. O betão existente na área traccionada dos elementos deixa de ser responsável pela transmissão de tensões, pelo que estas são equilibradas unicamente pelas armaduras e pelo material compósito de reforço. Posteriormente, num terceiro ramo, verifica-se a entrada das armaduras ordinárias no patamar de cedência. Este é responsável pela segunda quebra na rigidez global do elemento, resultando na entrada num regime de deslocamentos de maior amplitude para os mesmos intervalos de carga. A partir deste momento, as deformações no elemento deixam de ser recuperáveis e, dada a amplitude das mesmas, podem começar a surgir os primeiros problemas ao nível da interface entre o reforço e a superfície de betão. A entrada no quarto ramo é obtida a partir do momento em que o betão atinge a máxima resistência à compressão, sendo que a rotura do sistema de reforço pode

acontecer antes do esmagamento do betão, dependendo directamente das propriedades das interfaces, bem como dos elementos que a constituem.

O comportamento de vigas reforçadas à flexão com FRP é, portanto, na maioria do historial de carregamento, análogo ao comportamento de vigas em betão armado comuns. Independentemente do aumento de rigidez proporcionado pela adição de material compósito, os dois primeiros ramos são em tudo semelhantes.

Ao nível do cálculo, a abordagem da análise a sistemas FRP de reforço à flexão pode ser levada a cabo através do método tradicional, utilizada no cálculo de secções comuns de betão armado, do equilíbrio das secções transversais assumindo válida a Hipótese de Bernoulli. Dada a natureza das acções de reforço, que visam um incremento de resistência a elementos que, em situações normais, se encontram em fase de serviço, importa conhecer e quantificar as condições iniciais dos elementos antes de qualquer intervenção. Tratando-se de uma situação convencional de cálculo de secções de betão armado simples, calcula-se então de modo tradicional as extensões previamente instaladas nas secções (figura 2.15). Importa referir que, para um momento de serviço M_0 inferior ao momento de fendilhação do elemento M_{cr} , este procedimento pode ser considerado como negligenciável. Para M_0 superior a M_{cr} , segundo a *fib* [44], começa então por se calcular a posição da linha neutra x_0 .

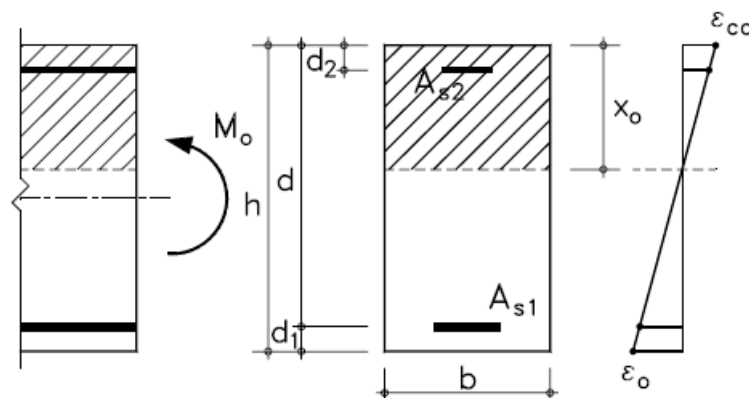


Figura 2.15 – Situação inicial de uma secção de betão armado antes da aplicação do reforço [69]

$$\frac{1}{2}bx_0^2 + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1\right)A_{s2}(x_0 - d_2) = \frac{E_s}{E_c}A_{s1}(d - x_0) \quad (14)$$

Sendo que, por compatibilidade de extensões na secção, a extensão inicial no material de reforço, ε_0 , é então dada por,

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} \frac{h-x_0}{x_0} \quad (15)$$

Em que a extensão na fibra extrema de betão, ε_{c0} , é dada pela expressão,

$$\varepsilon_{c0} = \frac{M_0 x_0}{E_c I_{c0}} \quad (16)$$

Sendo I_{c0} o momento de inércia da secção fendilhada homogeneizada, dado por,

$$I_{c0} = \frac{bx_0^3}{3} + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1\right) A_{s2}(x_0 - d_2)^2 + \frac{E_s}{E_c} A_{s1}(d - x_0)^2 \quad (17)$$

Uma vez determinada a posição da linha neutra torna-se possível efectuar o cálculo do momento resistente da secção. No ponto 2.10.2 do presente documento são apresentados os procedimentos de cálculo admitindo a acção conjunto betão-FRP para a verificação dos limites últimos. Por sua vez, nos pontos 2.10.4 a 2.10.7 são apresentadas as recomendações referentes à perda de acção do material compósito.

2.9.2. Modos de rotura

Tendo em conta a natureza dos sistemas de reforço, em que as tensões mobilizadas pelo material compósito são transmitidas ao betão por mecanismos de aderência (que podem conduzir a roturas frágeis), o conhecimento da totalidade dos possíveis modos de rotura assume extrema importância na definição de critérios de dimensionamento.

Os modos de rotura em elementos reforçados à flexão podem ser separados em dois grandes grupos [44]:

- a. as roturas “clássicas”, em que as interfaces se mantêm intactas até que o betão atinja esmagamento ou que o próprio reforço atinja a tensão limite de tracção ;
- b. roturas provocadas por anomalias nas interfaces entre o reforço e o elemento de betão, genericamente apelidadas de roturas “prematuras” (dado o desaproveitamento das potencialidades individuais dos materiais);

2.9.3. Roturas clássicas

Como referido anteriormente, este tipo de roturas caracteriza-se pelo eficaz funcionamento da ligação do material compósito até que qualquer um dos materiais constituintes do sistema atinge a sua tensão limite, tratando-se, por isso, da configuração de rotura mais desejável. Dependendo das características dos elementos reforçados, das condições de carregamento ou mesmo dos materiais e técnicas de reforço, as roturas clássicas podem seguir, tal como Nsambu descreve em [85], três principais configurações:

- a. Esmagamento do betão (para situações em que a taxa de armadura ordinária e de reforço são consideravelmente elevadas, sem que haja assim qualquer tipo de cedência das primeiras);
- b. Cedência das armaduras ordinárias seguida do esmagamento do betão (para taxas de armadura reduzidas);
- c. Cedência das armaduras ordinárias e posterior colapso do material de reforço (em que as interfaces se mantêm eficazes até ao momento de colapso);

2.9.4. Roturas prematuras de sistemas EBR

As roturas prematuras são o resultado de deficiências ao nível das diferentes interfaces de aderência entre o betão e o material compósito que conduzem à total perda de acção do mesmo, resultando, consequentemente, na rotura global do sistema. Devem, por isso, ser tidas em conta em todos os momentos do dimensionamento de uma estrutura reforçada com este tipo de sistemas. Segundo o *Bulletin 14* [44], baseado no trabalho desenvolvido por Blaschko [17], os diferentes tipos de roturas prematuras podem ser divididas em:

- a. Destacamento por delaminação do betão ao nível do plano das armaduras longitudinais de flexão devido a elevadas tensões de corte;
- b. Destacamento na interface entre o betão e o adesivo ou entre o compósito e o adesivo, tendo este tipo de rotura origem na deficiente preparação das superfícies de contacto

aquando da aplicação do reforço, nas insuficientes propriedades adesivas do material aderente ou na deficiente resistência à tracção do betão;

- c. Rotura pelo material adesivo devido à insuficiente coesão do mesmo;
- d. Rotura do próprio compósito devido a forças de corte interlaminares, contudo, dado que a ocorrência deste tipo de rotura apenas se verifica na presença de problemas relacionados com o destacamento de betão, é considerado como um modo de rotura secundário;

Contudo, as origens do colapso deste tipo de sistemas não se resumem exclusivamente a problemas nas interfaces do reforço. As condições verificadas ao nível do substrato de betão são, na maioria das vezes decisivas na obtenção de roturas. O *bulletin* 14 [44] sistematiza as principais causas de rotura dos sistemas associados ao substrato de betão em:

- a. Destacamento pelo betão em zonas de ancoragem não fendilhadas, resultantes do colapso do betão ao longo do comprimento do FRP devido a elevadas forças de corte;
- b. Destacamento com origem em fendas de flexão que, no fenómeno de propagação, conduzem a uma incompatibilidade de deslocamentos e um consequente acréscimo de tensões de corte;
- c. Destacamento ao longo de fendas de corte de modo análogo ao supra-citado, contudo, este modo de rotura não deve ser considerado sempre que no elemento reforçado se verifique a presença de armadura de corte adequada;
- d. Destacamento devido a irregularidades na superfície de betão.

Na figura 2.17 é apresentado um resumo das roturas típicas por destacamento em sistemas FRP nas diferentes interfaces.

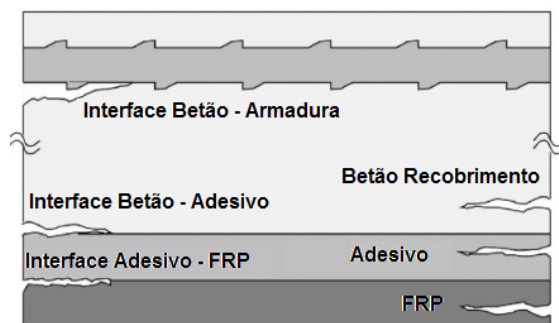


Figura 2.16 - Roturas típicas por destacamento em sistemas FRP

2.9.5. Roturas prematuras de sistemas NSMR

Dadas as propriedades específicas dos sistemas NSMR, estes podem apresentar modos de rotura substancialmente diferentes dos verificados nos sistemas EBR. Segundo Teng e De Lorenzis [33], os principais modos de rotura em sistemas NSMR podem ser agrupados em:

- Rotura pela interface entre o compósito e o adesivo, sendo este um modo característico na utilização de material de reforço de faces lisas ou de faces tratadas com jacto de areia muito superficialmente;
- Rotura pelo adesivo;
- Rotura na interface entre o adesivo e superfície de betão;
- Rotura do betão e do agente adesivo ao longo planos inclinados (aproximadamente 30°), sendo este um modo de rotura especialmente associado a varões de reforço de geometria irregular; a rotura do betão dá-se assim que existem redistribuição de forças originada pela fendilhação do adesivo;
- Rotura do betão sem que ocorra fendilhação do agente adesivo, associados a rasgos de dimensões maiores que o normal;
- Roturas de canto, em que o reforço é colocado demasiado próximo ($< 20 \text{ mm}$) de uma das arestas da viga, resultando no destacamento do betão situado entre o compósito e a extremidade do elemento;

Na figura 2.18 apresentam-se, de modo esquemático, os modos de rotura típicos em sistemas NSMR.

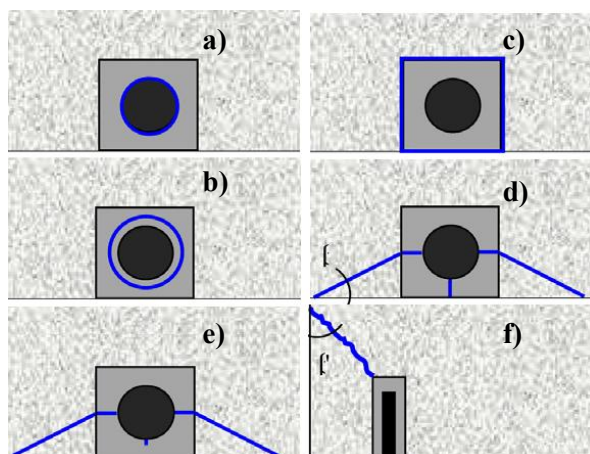


Figura 2.17 - Roturas típicas de sistemas NSMR [33]

2.9.6. Comportamento das interfaces

O comportamento das interfaces entre o betão e o material compósito assume extrema importância na eficácia das mesmas. De modo a evitar situações de rotura prematura originadas nas interfaces, conduzindo estas a roturas tipicamente frágeis, torna-se então necessário o conhecimento das suas propriedades. Na verdade, o estudo das interfaces entre o betão e materiais de reforço colado não é inteiramente novo. As primeiras referências ao tema apresentam-se ligadas ao estudo do reforço por chapas coladas, ainda nas décadas de 60 e 70, com os trabalhos desenvolvidos por autores como L'Hermite [64,65], Bresson [18] ou Ladner [62]. Contudo, apesar da analogia para com estes últimos, as características específicas dos materiais compósitos conduziram à necessidade de investigação específica na área.

Nas primeiras abordagens ao tema, a comunidade científica focou-se na obtenção de leis que descrevessem a distribuição de tensões nos diferentes materiais, através de ensaios que permitissem obter informações sobre as principais componentes de tensão nas interfaces, recorrendo sobretudo, para isso, a ensaios de corte e de flexão. A descrição pormenorizada destes sistemas de ensaio pode ser encontrada em trabalhos de diversos autores [15,31,55]. As primeiras verificações experimentais permitiam concluir que nos modelos de corte, quer as tensões de corte nas interfaces quer as tensões de tracção no material compósito, seguem distribuições não uniformes ao longo do comprimento de ancoragem.

Estes trabalhos abriram assim caminho para o início da formulação de modelos de comportamento das ligações, sendo estes divididos em dois principais grupos (consoante a abordagem seguida); os modelos elásticos e os modelos de fractura.

Os modelos elásticos de rotura (ou de resistência dos materiais) são formulações que se baseiam em soluções analíticas para o cálculo da distribuição dos campos de tensão através do conhecimento das propriedades elásticas, geométricas e das condições de carregamento dos materiais que compõem as ligações [23]. Conhecidos os campos de tensão e os parâmetros de resistência dos diferentes materiais, torna-se então possível a obtenção de previsões para a rotura das ligações e consequentemente, para o destacamento do material de reforço.

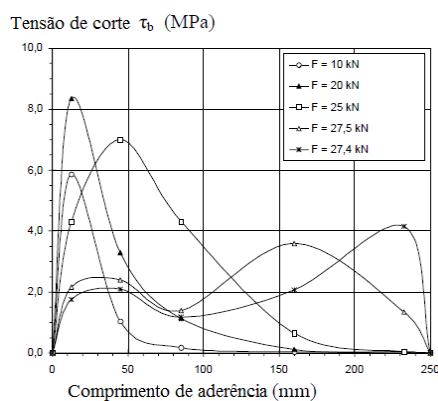


Figura 2.18 - Distribuição das tensões de corte ao longo do comprimento de aderência [44]

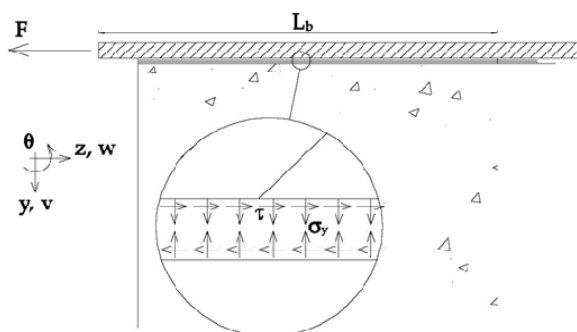


Figura 2.19 - Tensões na ligação entre o FRP e o substrato de betão [15]

Por sua vez, os modelos de fractura baseiam-se, tal como o próprio nome indica, numa abordagem ao problema através utilização da teoria da mecânica da fractura, em que se considera que o colapso das ligações de sistemas compósitos, resultam de fenómenos de propagação de fendas. De um modo simplificado, esta análise centra-se no estudo das tensões desenvolvidas ao longo de troços entre fendas, que aumentam à medida que o espaçamento entre fendas aumenta, até se atingir um valor para o qual se dá a rotura do sistema. O destacamento do compósito será então limitado à capacidade da ligação de transferir as tensões acumuladas ao comprimento de ancoragem existente. Encontram-se inúmeras propostas de modelos de fractura na bibliografia actual como Holzenkämpfer (1994), Täljsten (1994), Neubauer e Rostásy (1997) ou Niedermaier (2000).

Para lá das abordagens supra-citadas, podem ainda ser utilizados métodos semi-empíricos. Estes visam a obtenção de relações que permitam valores de limitação de extensão no laminado de modo a evitar o colapso por destacamento. São modelos simplificados, orientados sobretudo

para o dimensionamento em situações práticas, em que o cálculo através dos modelos anteriormente apresentados se revelaria, na maioria dos casos, demasiado moroso e complexo. Os principais documentos regulamentares apresentam propostas para a utilização destes modelos, de que são exemplo o ACI-440R[1] ou o *Bulletin* 14 da *fib* [44].

2.10. Estados limites últimos

Segundo o *bulletin* 14 da FIB [44] a verificação de sistemas de reforço compósito aos Estados Limites Últimos (ELU) deve ser feita em três fases, através da verificação do comportamento em que se verifica acção conjunta do betão com o FRP, da verificação da ocorrência da perda de acção do compósito (limitação de tensões) e da verificação das condições de ductilidade requeridas.

Ao nível dos factores de segurança de cálculo, o mesmo documento sugere a utilização do coeficiente γ_f , dependente do tipo de fibra e do tipo de sistema de reforço FRP, cujos valores resultam de informação recolhida experimentalmente.

Os coeficientes de segurança destinam-se à limitação dos valores de dimensionamento da tensão do material compósito f_{fd} , obtidos através da expressão seguinte, em que f_{fk} representa o quantilho de 5% da resistência à tracção, ε_{fue} a extensão última efectiva e ε_{fum} a extensão média do FRP, obtida a partir de ensaio uniaxial de tracção em provetes de FRP.

Tabela 2.4 - Factores de segurança (γ_F) de materiais compósitos FRP [44]

Tipo de FRP	Tipo de Aplicação A ⁽¹⁾	Tipo de Aplicação B ⁽²⁾
CFRP	1,20	1,35
GFRP	1,30	1,50
AFRP	1,25	1,45

- (1) Aplicação de sistemas EBR pré-fabricados em condições normais de controlo de qualidade. Aplicável a sistemas de impregnação *in-situ* em que se verifique um elevado grau de controlo da qualidade e condições de aplicação.
- (2) Aplicação de sistemas de impregnação *in-situ* em condições normais de controlo de qualidade. Aplicação de qualquer tipo de sistema em condições de aplicação desfavoráveis.

$$f_{fd} = \frac{f_{fk} \cdot \varepsilon_{fue}}{\gamma_f \cdot \varepsilon_{fum}} \quad (18)$$

Por sua vez, ao invés de utilizar um coeficiente único para a limitação da extensão no material FRP, o documento do comité 440 do ACI [1] recomenda a utilização de um valor k_m que tem em conta as propriedades do material compósito (nomeadamente a rigidez do mesmo), bem como as propriedades do sistema aplicado (número de camadas de reforço, no caso da aplicação de mantas ou tecidos). Este valor deve posteriormente ser multiplicado ao valor de extensão última do material compósito, de modo a obter-se o valor de dimensionamento.

$$k_m = \begin{cases} \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{fu}} \cdot \left(1 - \frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{360000}\right) \leq 0,90; & n \cdot E_f \cdot t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{fu}} \cdot \left(1 - \frac{90000}{n \cdot E_f \cdot t_f}\right) \leq 0,90; & n \cdot E_f \cdot t_f > 180000 \end{cases} \quad (19)$$

Segundo as recomendações do ACI, o valor do factor k_m não deverá ser superior a 0,9, de modo a prevenir situações de delaminação ou de destacamento do material de reforço. n representa o número de camadas de FRP utilizadas no reforço, E_f o módulo de elasticidade e t_f a espessura do material FRP utilizado.

2.10.1. Ductilidade

A utilização de materiais compósitos pode afectar a ductilidade característica de elementos de betão armado. Importa, por isso, perceber a influência da perda de ductilidade no comportamento dos elementos reforçados. De modo a evitar a obtenção de roturas frágeis em elementos reforçados a esforços de flexão, o *bulletin* 14 da FIB [44] adopta as limitações de curvatura presentes no Eurocódigo 2 [42] adoptando-as à presença de material compósito, sendo que este deve, no colapso, verificar as condições:

- a. $\varepsilon_{fu,c} \geq 0,0050 - \varepsilon_0$ para betões de classe igual ou inferior a C35/45
- b. $\varepsilon_{fu,c} \geq 0,0075 - \varepsilon_0$ para betões de classe superior a C35/45

Sendo $\varepsilon_{fu,c}$ a extensão do FRP na secção crítica no instante de colapso e admitindo a simplificação $h/d \approx 1,1$.

Estes valores devem ser obtidos através do correcto dimensionamento das armaduras ordinárias de flexão, garantindo sempre que estas apresentam suficiente cedência antes do momento colapso, de modo a verificar a ductilidade necessária aos sistemas, garantidas pela verificação das condições:

- a. $\varepsilon_{su,c} \geq 0,0043 - \varepsilon_0$ para betões de classe igual o inferior a C35/45
- b. $\varepsilon_{su,c} \geq 0,0065 - \varepsilon_0$ para betões de classe superior a C35/45

Onde $\varepsilon_{su,c}$ representa a extensão das armaduras de flexão no momento de rotura do elemento.

Por sua vez, a abordagem do ACI (ACI 318 Appendix B) centra-se na aplicação de um factor de redução Φ , dependente da extensão do aço nos instantes de cedência e de rotura, dado pela expressão:

$$\Phi = \begin{cases} 0,9 & ; \varepsilon_s \geq 0,005 \\ 0,70 + \frac{0,20(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} & ; \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0,005 \\ 0,7 & ; \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (20)$$

2.10.2. Acção conjunta betão-FRP

A proposta de análise de Estados Limites Últimos do *bulletin* 14 [44] para o caso de acção conjunta betão-FRP, correspondente a situações de rotura em que as interfaces mantêm a sua eficácia até ao momento da rotura, é separada em dois casos distintos. Em ambas, a análise clássica de secções de betão armado é válida em qualquer momento da análise.

- a. Esmagamento do betão após cedência das armaduras

O momento resistente é dado por,

$$M_{Rd} = A_{s1}f_{yd}(d - \delta_G x) + A_f E_f \varepsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} (\delta_G x - d_2) \quad (21)$$

Com, $\delta_G = 0,4$

Sendo que a validação da expressão apenas se verifica quando garantidas a cedência das armaduras e uma extensão no FRP inferior à extensão de rotura.

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (22)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h-x}{x} - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fud} \quad (23)$$

b. Rotura do material FRP após cedência das armaduras

Apesar de se tratar de um modo de rotura pouco provável, tendo em conta os problemas de destacamento prematuro que geralmente se verificam neste tipo de sistemas, o *bulletin* 14 [44] apresenta propostas para o cálculo deste tipo de mecanismos, mantendo-se válidos os princípios apresentados para o modo anterior, através da substituição de ε_{cu} por ε_{cu} , ε_f por ε_{fud} e obtendo Ψ e δ_G através das expressões seguintes,

$$\Psi = \begin{cases} 1000\varepsilon_c \left(0,5 - \frac{1000}{12}\varepsilon_c\right) & \text{com } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ 1 - \frac{2}{3000\varepsilon_c} & \text{com } 0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (24)$$

$$\delta_G = \begin{cases} \frac{8-1000\varepsilon_c}{4(6-1000\varepsilon_c)} & \text{com } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ \frac{1000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c-4)+2}{2000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c-2)} & \text{com } 0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (25)$$

Em que ψ representa um factor de limitação da tensão de compressão no betão e δ_G o factor de afectação da altura da linha neutra para o cálculo da posição da força resultante de compressão no betão.

2.10.3. Perda de acção do material compósito

A perda da acção do material compósito trata-se da rotura mais comum em sistemas de reforço FRP. Torna-se, deste modo, fundamental conhecer os mecanismos que a ela estão associados, bem como, as recomendações de cálculo que a permitem evitar. O *bulletin* 14 [44] apresenta quatro mecanismos de rotura distintos.

- a. Destacamento em fendas de corte
- b. Destacamento em fendas de flexão/zonas de ancoragem
- c. Falha por corte nas extremidades do reforço
- d. Destacamento com origem em irregularidades na superfície de aplicação

2.10.4. Destacamento em fendas de corte

A abertura de fendas em elementos de betão armado é caracterizada por um deslocamento de abertura associado, podendo este ter uma componente principalmente vertical, horizontal ou ambas. Não representando, em situações normais, problemas significativos em termos de resistência última de elementos de betão armado, na situação de reforço com compósitos FRP colados estas resultam geralmente na delaminação dos laminados e consequente rotura do sistema. Os deslocamentos que a abertura de fendas introduzem nas interfaces resultam na acumulação de tensões nas mesmas, ficando, segundo Triantafillou e Plevris [111], a rotura dependente de factores como o deslocamento de abertura vertical, a rigidez de corte e de flexão dos materiais FRP e da tensão de tracção do betão em causa.

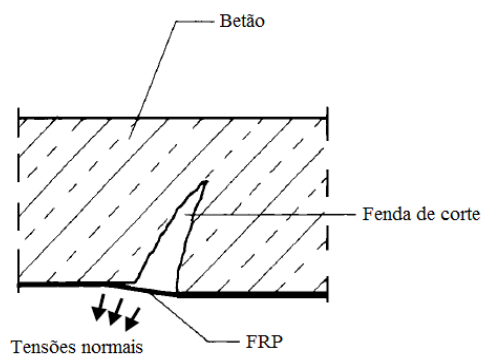


Figura 2.20 - Mecanismo de destacamento de FRP em fendas de corte [44]

De modo a evitar a ruína por corte, o *bulletin* 14 da FIB [44] propõe, entre outras, a utilização da abordagem da limitação da tensão de corte no betão. Como alternativa a esta limitação, propõe-se ainda a colocação de cintas transversais de modo a evitar este modo de rotura. Com base em resultados experimentais para classes de betão C25/30 até C30/37, Matthys (2000) apresenta uma expressão para o cálculo das tensões de corte características, apresentada na expressão 26.

$$\tau_{rk} = 0,38 + 151\rho_{eq} \quad (26)$$

Sendo ρ_{eq} dado por,

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_f \frac{E_f}{E_s}}{bd} \quad (27)$$

2.10.5. Destacamento em zonas de flexão e zonas de ancoragem

Seguindo o princípio apresentado anteriormente, o destacamento em fendas de flexão tem a sua origem no deslocamento que as mesmas introduzem na interface, levando a uma acumulação de tensões nas zonas de extremidade das fendas, ultrapassando a resistência à tracção do betão. O destacamento localizado em fendas de flexão pode, por si só, não ser suficiente para a rotura global do sistema de reforço. Contudo, a redução da área de ancoragem do FRP e a consequente redistribuição de tensões associada pode conduzir a uma propagação do destacamento, resultando assim na delaminação completa do laminado.

A verificação da segurança deste modo de ruína tem vindo a ser proposta em diversas abordagens distintas, tais como a limitação de tensões no material FRP, a determinação da envolvente de tensões de tracção ao longo dos elementos ou a verificação da transferência de forças entre FRP e o substrato. Dada a temática do presente trabalho apresentar-se-á apenas a abordagem relativa à limitação de tensão no material FRP, recomendando-se no entanto, a consulta do *bulletin* 14 da *fib* [44].

A limitação de tensões no material compósito tem vindo a ser proposta em diversos documentos, encontrando-se os valores de limitação dentro de um intervalo típico de $\epsilon_{f,lim} = 0,0065$ a $0,0085$, segundo o *German Institute of Construction Technology Authorizations*. Contudo, a limitação de tensões por si só pode não garantir segurança ao destacamento do laminado, pelo que é comum combinar-se a mesma com uma verificação das tensões na zona de ancoragem dos laminados. No modelo de Neubauer e Rostásy [83], baseado no modelo de *bond-slip* de Holzenkämpfer [50], são propostos valores máximos de forças de ancoragem, $N_{fa,max}$, bem como do comprimento de ancoragem máximo, $l_{b,max}$.

$$N_{fa,max} = \alpha c_1 k_c k_b b \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} \quad (28)$$

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}} \quad (29)$$

Em que α se trata de um factor de redução de modo a ter em conta a influência de fendas inclinadas na aderência da interface e toma o valor de 0,9. Por sua vez, k_c representa um factor correspondente ao estado de compactação do betão, tomando um valor de 1,0 para casos em que se verifique normal compactação (zonas em contacto com a cofragem) e de 0,67 para casos em que a compactação seja reduzida. K_b representa um factor geométrico, dado por:

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \quad ; \quad \frac{b_f}{b} \geq 0,33 \quad (30)$$

Para casos em que o comprimento de aderência $l_b < l_{b,max}$, o *bulletin* 14 da fib recomenda que a força de ancoragem máxima seja calculada através da expressão proposta por Holzenkämpfer (1994):

$$N_{fa} = N_{fa,max} \frac{l_b}{l_{b,max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right) \quad (31)$$

2.10.6. Falha por corte nas extremidades de reforço

Este mecanismo de rotura dá-se quando a resistência ao corte da secção de betão armado junto da extremidade é excedida, ressaltando a importância da análise da resistência ao corte dos elementos embora o reforço seja direccionado para responder a deficiências ao nível de acções de flexão. Para casos em que a resistência ao corte dos elementos se revele insuficiente, a rotura segue um mecanismo clássico de rotura por corte, ao passo que na existência de suficiente resistência, a rotura poderá dar-se através da propagação de fendas ao longo do laminado e consequente delaminação do material de reforço. Directamente relacionado com o vão fictício de corte (distância entre o eixo do apoio e a posição da fenda de corte), a rotura dá-se então para valores de tensão de corte rasante que excedam a resistência dos materiais.

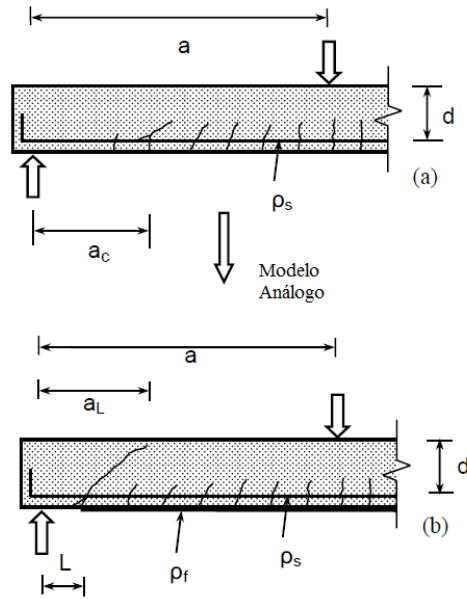


Figura 2.21 - Conceito de vão fictício de corte e modo de ruína por corte na extremidade [44]

$$V_{sd} \leq V_{rd} = \tau_{rd} b d \quad (32)$$

Com,

$$\tau_{rd} = 0,15 \sqrt[3]{3 \frac{d}{a_{L0}}} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{100 \rho_s f_{ck}} \quad (33)$$

$$a_{L0} = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s} d L_0^3} < a \quad (34)$$

$$L_0 = a_i + f \quad (35)$$

$$L_0 + d < a \quad (36)$$

Em que L_0 representa a distância da extremidade do FRP ao eixo do apoio, a representa o vão de corte, a_{L0} o vão de corte fictício e $\rho_s = A_{s1}/bd$.

2.10.7. Destacamento com origem em irregularidades na superfície

Embora não se trate de um modo de ruína comum, o *bulletin* 14 [44] adverte ainda para a possibilidade de colapso dos sistemas com origem numa deficiente distribuição de forças devida a irregularidades na superfície de betão. Não existindo recomendações ao nível do cálculo, atenta-se para a importância de uma correcta aplicação dos sistemas de reforço, com especial atenção para a preparação da superfície de betão. Informações relativas ao método de aplicação dos diferentes sistemas podem ser encontradas, para lá dos documentos como o *bulletin* 14 [44] ou o ACI440 [1], na documentação providenciada pelos fabricantes do material de reforço. Recomenda-se, contudo, que a aplicação seja sempre feita por profissionais qualificados.

2.11. Estados limites de utilização

Como qualquer outra estrutura, os elementos reforçados exteriormente através de sistemas de materiais compósitos devem ter comportamento satisfatório em serviço. No que diz respeito ao reforço com FRP, as propostas de dimensionamento para os Estados Limites de Utilização são ainda escassas, sendo que muitas das recomendações têm por base propostas presentes em documentos mais antigos, relativos a estruturas de betão armado. Seguindo uma abordagem análoga à presente no Eurocódigo 2 [42], o *bulletin* 14 [44] da fib propõe a verificação de quatro pontos fulcrais de modo a garantir um adequado funcionamento dos sistemas, sendo eles a limitação das tensões, a limitação das deformações, a limitação da abertura de fendas e por fim a verificação da fendilhação nas interfaces. Por sua vez, o comité 440 do ACI centra o dimensionamento aos Estados Limites de Utilização nas recomendações propostas no ACI 318, propondo limitações ao nível das tensões dos materiais.

2.11.1. Limitação das tensões

De modo a prevenir situações de cedência das armaduras, problemas relacionados com a fluência bem como estados de fendilhação excessiva, torna-se importante a limitação das tensões dos materiais constituintes dos sistemas durante a fase de serviço. Ao nível da limitação das tensões de compressão no betão podem ser tomadas as recomendações presentes no Eurocódigo 2 [42].

$\sigma_c \leq 0,60f_{ck}$ para a combinação rara de acções

$\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$ para a combinação quase-permanente de acções

Ao nível da armadura longitudinal de flexão, as tensões devem ser limitadas a 80% da tensão de característica de cedência do aço para a combinação rara de acções.

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_c \frac{d-x}{x} \leq 0,80f_{yk} \quad (37)$$

De modo análogo, e para a combinação quase-permanente de acções, o *bulletin* 14 [44] propõe a limitação da tensão no material compósito dada pela expressão seguinte. A limitação é feita relativamente ao valor da tensão característica do laminado afectada por um coeficiente de limitação η , variando este com o tipo de FRP utilizado.

$$\sigma_f = E_f \left(\varepsilon_c \frac{h-x}{x} - \varepsilon_0 \right) \leq \eta f_{fk} \quad (38)$$

2.11.2. Limitação das deformações

Devido às propriedades inerentes aos materiais compósitos, em muitas das situações de reforço são apenas necessárias reduzidas quantidades de FRP para a obtenção de um nível de reforço satisfatório. Contudo, em casos em que se verifique a necessidade do controlo da deformação dos elementos, a quantidade de reforço necessária em Estados Limites Últimos pode não satisfazer as condições de dimensionamento em Estados Limites de Utilização. Segundo Matthys [69], o cálculo da deformação através do método bi-linear proposto pelo CEB [26], continua a ter resultados satisfatórios para o caso de vigas reforçadas com elementos FRP, pese embora as distintas condições da aderência dos diferentes materiais. Assim, o controlo da deformação poderá ser efectuado através das expressões seguintes.

$$a = a_1(1 - \xi_b) + a_2\xi_b \quad (39)$$

$$\xi_b = 0 \quad \text{para } M_k < M_{cr} \quad (40)$$

$$\xi_b = 1 - \beta_1\beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^{n/2} \quad \text{para } M_k > M_{cr} \quad (41)$$

Onde a_1 e a_2 representam a deformação na secção não fendilhada e na secção fendilhada respectivamente. ξ_b trata-se de um coeficiente que contabiliza o efeito de *tension-stiffening* na secção. Os factores β_1 e β_2 são coeficientes que têm em conta as propriedades de aderência das armaduras bem como o tipo de carga actuante respectivamente.

2.11.3. Limitação da abertura de fendas

De modo a garantir a durabilidade e a eficiência dos sistemas, deve garantir-se a limitação da abertura de fendas. Para tal, o *bulletin* 14 [44] propõe a utilização das recomendações propostas no Eurocódigo 2 [42] com a devida contabilização da presença de material de reforço. Assim, o valor característico da abertura de fendas é dado pela expressão:

$$w_k = \beta s_{rm} \epsilon_{rm,r} = \beta s_{rm} \zeta \epsilon_2 \quad (42)$$

Em que β representa um coeficiente de correlação entre o valor médio e o valor característico da abertura de fenda, s_{rm} o valor médio de espaçamento entre fendas, $\epsilon_{rm,r}$ o valor médio da extensão ao nível das armaduras longitudinais de flexão, ζ o coeficiente de *tension stiffening* e ϵ_2 o valor da extensão das armaduras para a fendilhação do elemento, dado por:

$$\epsilon_2 = \frac{N_{rk} + \epsilon_f A_f \epsilon_0}{E_s A_s + E_f A_f} \quad \text{com} \quad \epsilon_2 \approx \epsilon_{s1} \approx \epsilon_f + \epsilon_0 \text{ e } N_{rk} = N_{s1} + N_f \quad (43)$$

O valor médio de espaçamento entre fendas tendo em conta a presença de material de reforço pode ser calculado através da recomendação proposta por Rostásy et al. (1996).

$$s_{rm} = \frac{2f_{ctm} A_{c,eff}}{\tau_{sm} u_s} \frac{E_s A_s}{E_s A_s + \xi_b E_f A_f} = \frac{2f_{ctm} A_{c,eff}}{\tau_{fm} u_f} \frac{\xi_b E_f A_f}{E_s A_s + \xi_b E_f A_f} \quad (44)$$

Onde $A_{c,eff}$ representa a altura efectiva de tracção na secção, dada pelo Eurocódigo 2 [42] como o mínimo entre $2,5(h - d)$ e $(h - x)b/3$, $\tau_{sm} = 1,8f_{ctm}$ e $\tau_{fm} = 1,25f_{ctm}$ como o

valor médio da tensão de aderência das armaduras e do laminado respectivamente, com u_s e u_f como o perímetro de aderência dos mesmos e ξ_b dado pela expressão:

$$\xi_b = \frac{\tau_{fm} E_s A_s u_f}{\tau_{sm} E_f A_f u_s} = \frac{\tau_{fm} E_s d_s}{\tau_{sm} E_f t_f} \quad (45)$$

2.11.4. Limitação da fendilhação nas interfaces

A fendilhação das interfaces em sistemas de reforço compósitos pode comprometer, a longo prazo, a eficiência dos sistemas, nomeadamente quando sob a acção de ciclos de gelo-degelo ou sob carregamento de natureza cíclica. De modo a garantir a limitação desta mesma fendilhação, deve garantir-se para a combinação quase-permanente, e segundo o *bulletin* 14 [44] da fib, que a máxima tensão de corte na extremidade do FRP (τ_{f1}) não exceda a resistência de tracção característica do betão (f_{ctk}).

$$\tau_{f1} = \left[V_{x=0} + \left(\frac{G_a}{E_f t_f t_a} \right)^{1/2} M_{x=0} \right] \frac{t_f (h-x)}{I_c} \quad (46)$$

$V_{x=0}$ e $M_{x=0}$ representam respectivamente o esforço transversal e o momento flector actuantes na secção correspondente à extremidade do compósito.

Capítulo 3

Caracterização dos materiais

3.1. Aspectos gerais

No presente capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios realizados no âmbito da caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados nos modelos experimentais. Os materiais em questão são o aço das armaduras, o betão dos modelos de viga, os materiais compósitos bem como os agentes adesivos dos respectivos sistemas de reforço. Os ensaios de caracterização foram levados a cabo tendo em conta as recomendações propostas pelos respectivos documentos normativos e foram realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Nova de Lisboa (UNL) e no Laboratório de Estruturas do Instituto Superior Técnico (IST).

3.2. Aço

O aço utilizado nos modelos das vigas foi da classe A500, sendo que nos mesmos foram utilizados varões de Ø6 endurecidos a frio (ER) e de Ø8 e Ø12 laminados a quente (NR). Os ensaios de caracterização do aço foram levados a cabo nas instalações do IST onde foram ensaiados provetes representativos, de acordo com a norma portuguesa NP-ENV10002-1 [84]. O equipamento utilizado foi uma máquina de tracção universal INSTRON com capacidade de +/- 200 kN, sendo as deformações medidas com um extensómetro mecânico.

Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios de caracterização das armaduras

Armaduras	Tipologia	f_{ym} (MPa)	$f_{0,2m}$ (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_{sm} (GPa)	ε_{sum} (%)	ε_{srm} (%)
Ø6	ER	-	568	721		10,95	13,01
Ø8	NR	566	-	680	200	11,95	14,56
Ø12	NR	546	-	649		14,29	18,64

Na tabela 3.1 apresentam-se, respectivamente, os valores médios da tensão de cedência (f_{ym}), tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% ($f_{0,2m}$), tensão de rotura à tracção (f_{tm}), extensão total na força máxima (ε_{sum}) e da extensão na rotura (ε_{srm}) dos provetes ensaiados. Verificou-se considerável dispersão ao nível dos resultados experimentais do módulo de elasticidade (E_{sm}), relacionada com as deformações medidas através do extensómetro. Deste modo optou por se considerar, para efeitos de cálculo, o valor de 200 GPa proposto pelo EC2 [42] para este material.



Figura 3.1 - Aspecto geral dos ensaios de caracterização do aço (à esquerda) e pormenor do ensaio de tracção (à direita)

Nas figuras 3.2, 3.3 e 3.4 apresentam-se as relações tensão-deformação dos provetes de aço obtidas nos ensaios. Para a caracterização mecânica do aço, foram ensaiados 3 provetes por cada diâmetro, respectivamente.

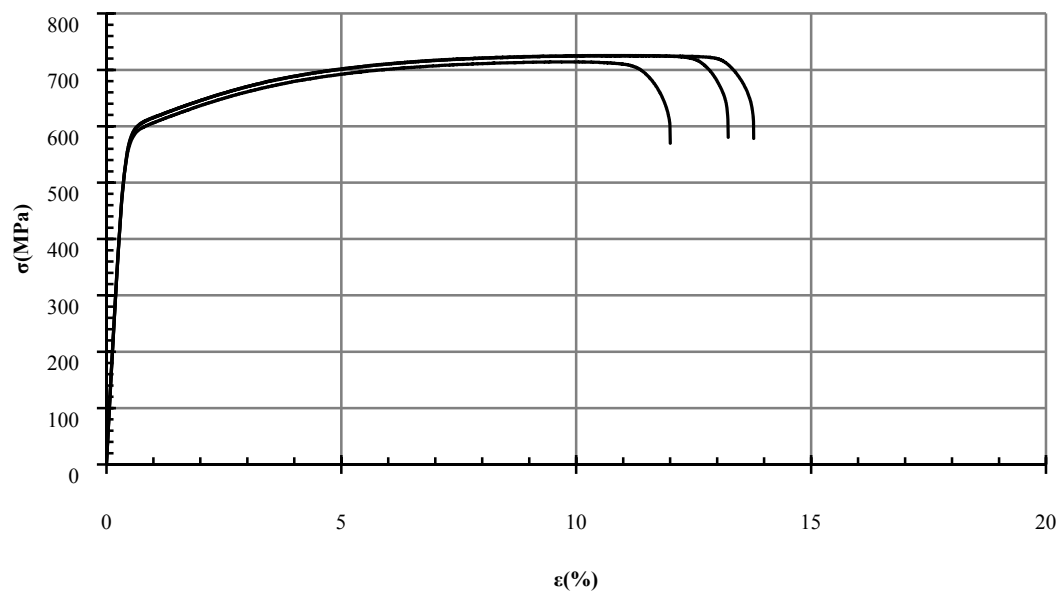


Figura 3.2 - Relação tensão-deformação dos provetes de aço de Ø6

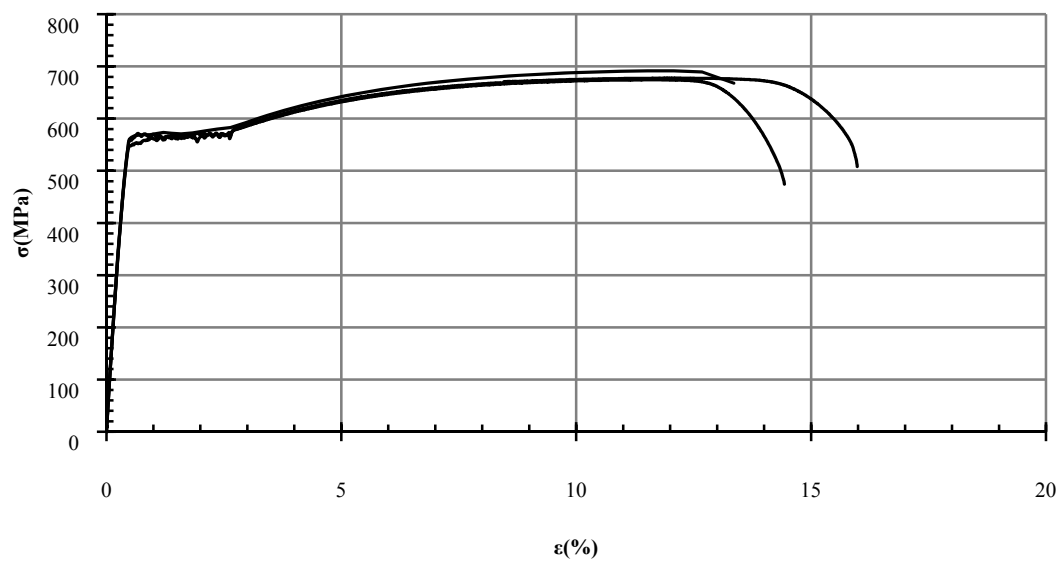


Figura 3.3 - Relação tensão-deformação dos provetes de aço de Ø8

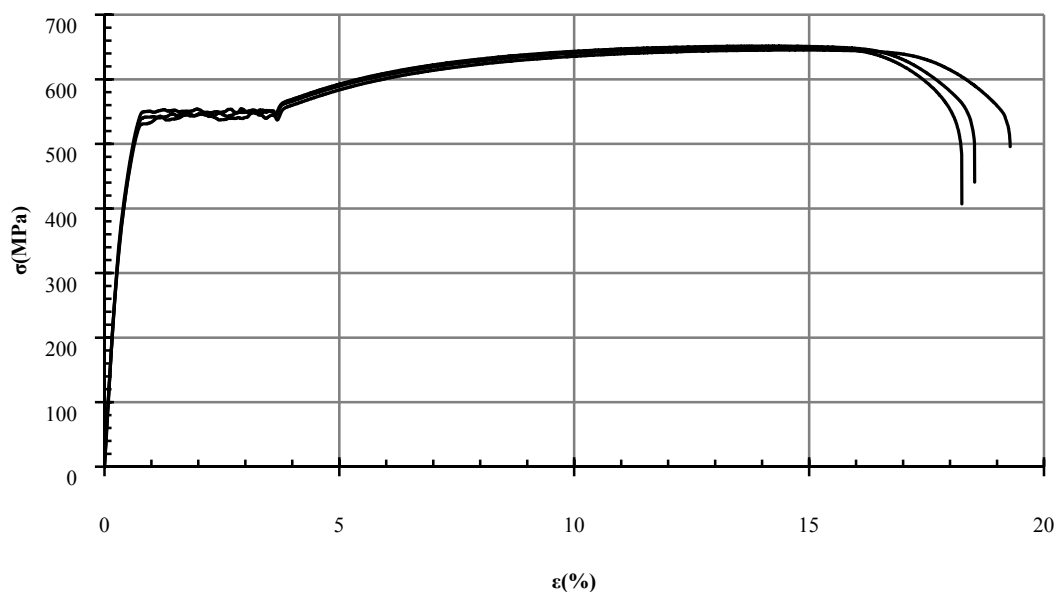


Figura 3.4 – Relação tensão-deformação dos provetes de aço de Ø12

3.3. Betão

A betonagem das vigas em T foi realizada nas instalações de pré-fabricação da empresa Precore no dia 18 de Março de 2009, sendo, na sua totalidade, utilizados cerca de 3m³ de betão em dez modelos de viga com a geometria apresentada nos capítulos seguintes.

A caracterização mecânica do material em questão foi assegurada pela betonagem de trinta e três provetes cúbicos de 150 x 150 x 150 mm³ e de três provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Destes, três provetes cilíndricos em conjunto com três provetes cúbicos, viriam a ser utilizados para a caracterização do betão aos vinte e oito dias de idade. Os restantes, três provetes cúbicos por viga, destinaram-se à caracterização do betão à data dos ensaios das respectivas vigas. As condições de temperatura e humidade de cura dos provetes destinados à caracterização do betão foram mantidas idênticas às das vigas. Todos os ensaios de caracterização do betão foram levados a cabo no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da UNL. O equipamento utilizado foi uma prensa Form+Test/Seidner modelo 3000D (actualizada pela *walter+bay*) com capacidade de carga até 3000 kN ou imposição de deslocamentos até 50 mm.



Figura 3.5 - Aspecto geral da prensa (à esquerda) e pormenor de um provete cúbico antes do ensaio (à direita)



Figura 3.6 – Pormenor da rotura de provetes cúbicos após rotura

Na tabela 3.2 apresentam-se os valores da tensão de rotura à compressão ($f_{cm,cub}$) dos provetes cúbicos ensaiados, bem como a respectiva extrapolação para provetes cilíndricos ($f_{cm} = 0,8 \times f_{cm,cub}$) de Ø150 x 300 mm. Os ensaios, bem como o tratamento e apresentação dos dados foram feitos segundo as recomendações do LNEC E-226-1968 [67] e do EC2 [42].

Tabela 3.2 - Tensão de rotura à compressão dos provetes cúbicos

Provete	Tipo	Idade (dias)	f_c (MPa)	$f_{cm,cube}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)
1	Cubo	28	23,1	23,1	18,5
2			22,9		
3			23,2		
4	Cubo	79	27,9	29,0	23,2
5			30,4		
6			28,9		
7	Cubo	133	26,2	26,1	20,9
8			26,2		
9			26,0		
10	Cubo	139	27,8	27,1	21,7
11			27,2		
12			26,2		
13	Cubo	169	25,2	25,4	19,7
14			25,6		
15			25,5		
16	Cubo	173	24,9	24,6	19,7
17			24,1		
18			24,9		

Na tabela 3.3 apresentam-se os resultados experimentais da resistência à tracção por compressão radial ($f_{ct,sp}$) dos provetes cilíndricos ensaiados aos vinte e oito dias.

Tabela 3.3 - Resistência à tracção por compressão diametral dos provetes cilíndricos aos 28 dias

Provete	Tipo	Idade (dias)	$f_{ct,sp}$ (MPa)
C1	Cilindro	28	1,87
C2			2,07
C3			2,19

Através dos resultados apresentados nas tabelas 3.2 e 3.3 e da aplicação das expressões 3.1 a 3.3, propostas no *Model Code 90* [77] e no Eurocódigo 2 [42], apresenta-se na tabela 3.4 uma síntese dos resultados de caracterização do betão aos vinte e oito dias.

Tabela 3.4 - Síntese da caracterização do betão aos 28 dias

$f_{cm,cub}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{ct,fl}$ (MPa)	E_c (GPa)
23,07	18,46	1,84	2,04	2,53	23,80

$$f_{ctm} = 0,9 \times f_{ct,sp} \quad (47)$$

$$f_{ct,fl} = 1,376 \cdot f_{ctm} \quad (48)$$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \times 0,9 \quad (49)$$

Na figura 3.7 apresenta-se um resumo dos valores de rotura obtidos nos ensaios de caracterização, bem como a curva logarítmica que traduz a evolução dos valores de rotura ao longo do tempo.

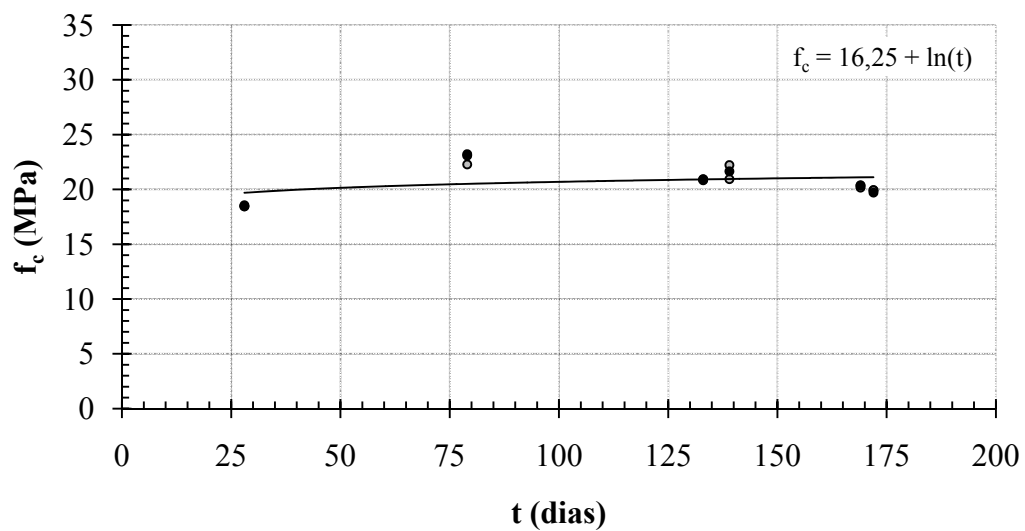


Figura 3.7 – Evolução da tensão de rotura ao longo do tempo

3.4. Compósitos de CFRP

No presente ponto apresentam-se os resultados experimentais da caracterização mecânica dos diferentes compósitos de CFRP utilizados no reforço de algumas das vigas, apresentados nos capítulos seguintes. Os ensaios de caracterização foram levados a cabo nas instalações do Departamento de Engenharia Civil da UNL, através da utilização de uma máquina de tracção universal Zwick com 50 kN de capacidade de carga.

Foram ensaiados cinco provetes por cada um dos laminados de carbono cedidos pela empresa S&P, [150/2000 (50x1.2) e 150/2000 (10x1.4)], seguindo os procedimentos presentes nas normas ASTM D3039/D 3039M [10]. De modo a evitar o esmagamento do provete nas garras da máquina de tracção, estes continham 3 camadas de laminado nas extremidades, colados através de resina epoxídica. Dada a utilização da resina, os provetes foram mantidos em cura à temperatura ambiente e humidade relativa do laboratório ao longo de uma semana antes do ensaio dos mesmos.

Preparados os provetes, procedeu-se ao ensaio dos mesmos à tracção. Nestes ensaios foram monitorizadas a tensão e a deformação, tendo-se obtido o diagrama de tensão deformação e os respectivos valores de tensão (f_f), extensão máximas (ε_f) e o valor do módulo de elasticidade (E_f).

3.4.1. Fibras de carbono S&P 150/2000 (50x1,2)

Dadas as suas dimensões ($50 \times 1,2 \text{ mm}^2$), este tipo de laminado destina-se sobretudo à aplicação em sistemas de reforço EBR. Trata-se de um compósito cuja orientação das fibras se alinha numa única direcção. Este material foi utilizado no reforço das vigas TSC2 e TSC3 apresentadas numa fase posterior do presente documento.

Na figura 3.8 apresenta-se a relação tensão-deformação registada nos ensaios dos provetes de laminado CFRP.

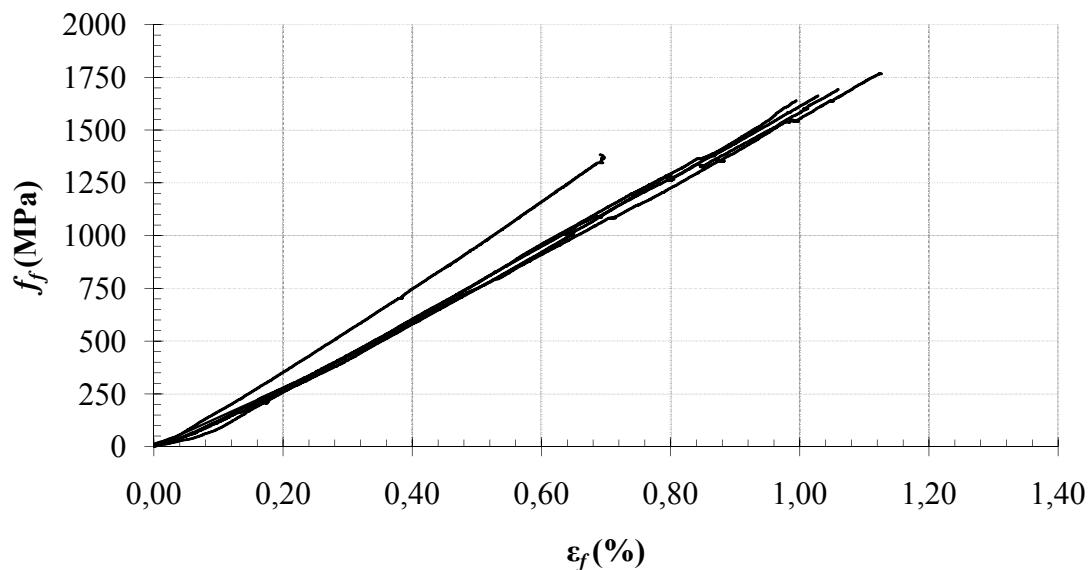


Figura 3.8 - Relação tensão-deformação do ensaio dos provetes de laminado CFRP S&P 150/2000 (50x1.2)

Na tabela 3.5 apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização do laminado CFRP. Os resultados do provete CFRP1 apresentam elevada discrepância em relação aos demais provetes, provavelmente devido a anomalias durante ensaio. De modo a evitar um desvio claramente pontual na caracterização do material, estes resultados não foram contabilizados para o cálculo das propriedades do laminado.

Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios de caracterização do laminado CFRP S&P 150/2000 (50x1.2)

Proвете	E_f (GPa)	E_m (GPa)	ε_f (%)	ε_m (%)	f_f (MPa)	f_m (MPa)
CFRP2	172	170	1,03	1,05	1663	1691
CFRP3	171		1,06		1693	
CFRP4	174		0,99		1640	
CFRP5	161		1,12		1767	

Os valores obtidos experimentalmente convergem significativamente para os valores fornecidos pelo fabricante. Segundo o mesmo, estas fibras apresentam um módulo de elasticidade superior a 165 GPa, tendo este valor sido verificado. Ao nível das tensões últimas, o fabricante não apresenta qualquer valor, contudo, indica como valor máximo de tensão de tracção de 1300 MPa, que se verifica nos ensaios experimentais.

3.4.2. Fibras de carbono S&P 150/2000 (10x1,4)

Os compósitos em questão figuram no grupo dos laminados CFRP, sendo caracterizadas pela disposição unidireccional das suas fibras. Dada a sua secção transversal ($10 \times 1,4 \text{ mm}^2$), trata-se de um laminado orientado para aplicação em sistemas de reforço NSMR, tal como efectuado nas vigas TSC4 e TSC5. Tratando-se de um compósito FRP, o seu comportamento mecânico é caracterizado pela linearidade da resposta do mesmo até à rotura. Apresenta-se na figura 3.10 o diagrama tensão-deformação registado nos ensaios dos provetes dos laminado de CFRP.

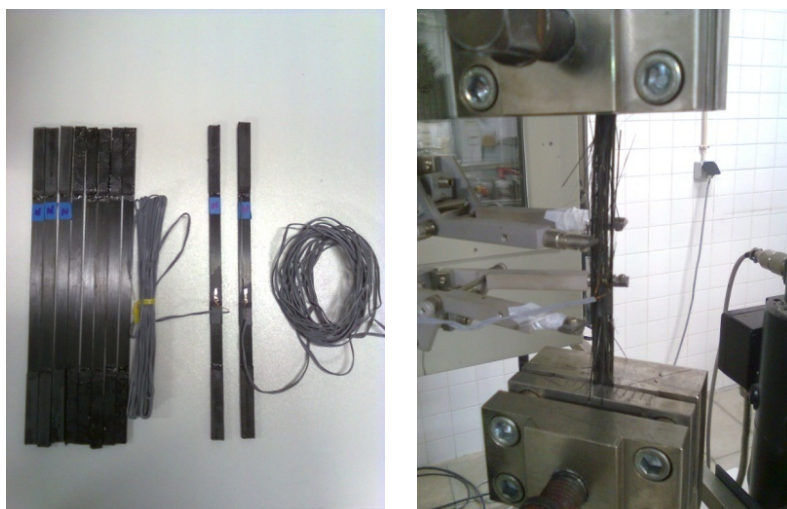


Figura 3.9 – Pormenores da preparação e do ensaio dos provetes de fibra de carbono (à esquerda) e pormenor da rotura de um dos provetes (à direita)

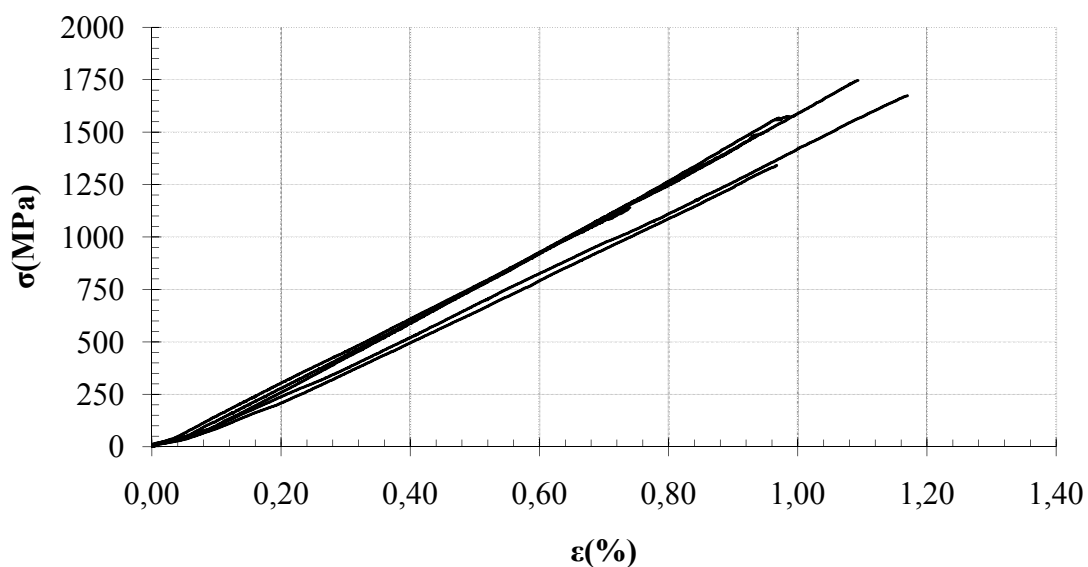


Figura 3.10 – Relação tensão-deformação do ensaio dos provetes de laminado CFRP S&P 150/2000 (10x1.4)

Na tabela 3.6 apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização do laminado CFRP.

Tabela 3.6 - Resultados dos ensaios de caracterização do laminado CFRP S&P 150/2000 (10x1.4)

Provete	E_f (GPa)	E_m (GPa)	ε_f (%)	ε_m (%)	f_f (MPa)	f_m (MPa)
NSMR1	164		0,94		1488	
NSMR2	165		0,99		1575	
NSMR3	148	159	1,17	1,03	1674	1565
NSMR4	168		1,09		1746	
NSMR5	150		0,97		1342	

Verifica-se, através da comparação dos valores obtidos experimentalmente com os valores disponibilizados pelo fabricante, uma dispersão acentuada ao nível dos valores de tensão. Embora não se verifique, ao nível os valores de módulo de elasticidade, uma dispersão muito significativa ($E_{fabricante} > 165$ MPa), o valor de rotura dos provetes à tensão de 1565 MPa é bastante inferior, quando comparado com o valor apresentado pelo fabricante, de 1850 MPa. O fabricante, não apresenta qualquer informação sobre o valor de extensão na rotura pelo que não é possível obter uma comparação com os valores experimentais obtidos neste estudo.

3.5. Resina S&P 220

O adesivo epoxídico utilizado, S&P S220, resulta da mistura de dois componentes, realizada na aplicação do sistema de reforço escolhido. De modo a obter informação sobre o comportamento mecânico da mesma foram produzidos três provetes de resina com 160mm de comprimento e 40 mm de altura (h) e de largura (b). Os dados relativos ao comportamento à tracção foram obtidos através de ensaios à flexão em 3 pontos, com um vão livre entre apoios de 100mm, cujos dados foram posteriormente tratados através das expressões 50 e 51, resultantes da aplicação de conhecimentos elementares de resistência dos materiais[94].

$$f = \frac{3}{2} \frac{F \times L}{b \times h^2} \quad (50)$$

$$\varepsilon = 6 \cdot \frac{\delta \times h}{L^2} \quad (51)$$



Figura 3.11 - Pormenor dos provete de resina ensaiados

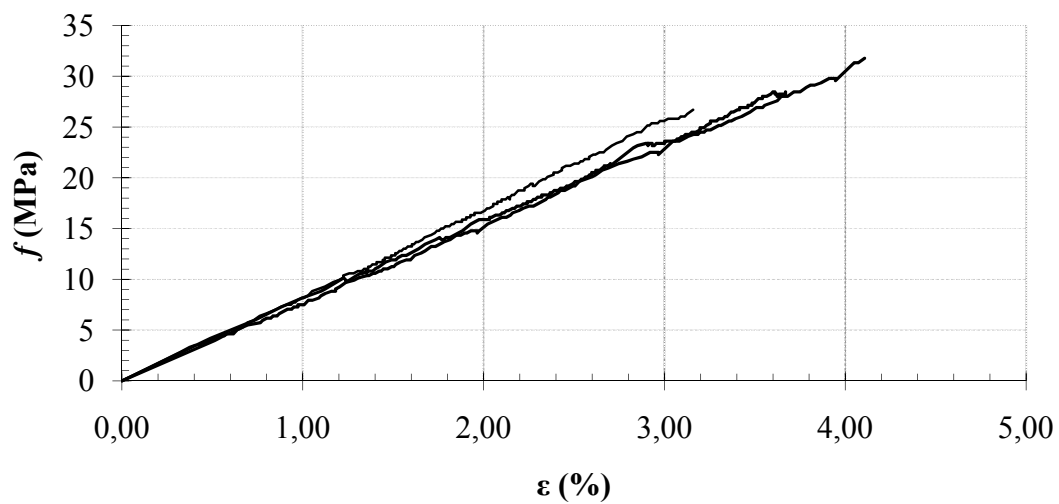


Figura 3.12 – Relação tensão-deformação do comportamento da resina à tracção, derivado do ensaio de flexão.

Na tabela 3.7 apresentam-se de modo resumido os resultados da caracterização experimental da resina.

Tabela 3.7 - Resultados dos ensaios de caracterização mecânica da resina à tracção.

Provete	E_{pt} (GPa)	E_{ptm} (GPa)	ϵ_{pt} (%)	ϵ_{ptm} (%)	f_{pt} (MPa)	f_{ptm} (MPa)
R1	0,87		3,16		26,7	
R2	0,75	0,79	4,11	3,65	31,8	29,0
R3	0,76		3,67		28,5	

Capítulo 4

Ensaaios de vigas à flexão

4.1. Aspectos Gerais

O reforço de vigas à flexão através da utilização de materiais compósitos permite um considerável incremento à resistência das mesmas. A utilização de compósitos de FRP cuja tensão de rotura se verifica elevada e cujo peso próprio é residual quando comparado com os restantes materiais que compõem as peças de betão armado, representa uma solução alternativa aos métodos tradicionais de reforço. Deste modo, de modo a estudar o comportamento estrutural de vigas reforçadas com sistemas EBR e NSMR, foi levado a cabo um conjunto de ensaios experimentais em que foram utilizadas vigas de betão armado em T, com 3,30m de comprimento e 0,30m de altura.

Todas as vigas ensaiadas foram produzidas em simultâneo, com a mesma quantidade e disposição das armaduras para todos os casos, garantindo-se assim uma matriz comum em todos os ensaios. Pretende-se assim, que as diferenças ao nível do comportamento dos modelos ensaiados estejam unicamente associados ao respectivo sistema de reforço, evitando outras interferências na análise dos resultados obtidos.

Por forma a alargar o conhecimento do comportamento deste tipo de soluções, para além do modelo de referência não reforçado, foram produzidos dois modelos por cada sistema de reforço estudado, sendo estes sujeitos a acções monotónicas e cíclicas, respectivamente.

4.2. Apresentação das vigas

4.2.1. Concepção e geometria

Em qualquer trabalho experimental, a concepção dos modelos a ensaiar deve ser feita tendo em conta todos os aspectos que possam condicionar a correcta realização dos ensaios. Deste modo, a concepção dos modelos foi feita tendo em conta as várias condicionantes existentes, relacionadas com o equipamento existente, os meios humanos, as instalações disponíveis, entre outras. Ainda assim, garantiu-se que os modelos fossem produzidos a uma escala razoável, de modo a evitar o mais possível eventuais interferências resultantes do efeito de escala dos modelos.

Foram produzidas 20 vigas de betão armado em T, com um comprimento de 3,30 m e uma altura de 0,30 m (das quais apenas 5 foram ensaiadas no âmbito deste trabalho). A escolha das dimensões ficou a dever-se, como referido anteriormente, às condicionantes existentes mas também de modo a permitir um estudo comparativo com ensaios semelhantes, levados a cabo em simultâneo, no âmbito de uma tese de doutoramento, em que foi utilizada igual geometria. Dado que o presente trabalho se centrou no estudo de sistemas de reforço com CFRP, não foi produzida qualquer alteração geométrica nos modelos de betão armado, sendo estes iguais em todos os ensaios.

Por sua vez, a opção da adopção de vigas em T foi feita de modo a proporcionar uma maior semelhança de comportamento dos modelos de ensaio para com os casos reais correntes, em que se verifica a presença da laje. Permite-se, deste modo, a utilização de uma maior área de alma comprimida nas vigas em T, comparativamente às vigas rectangulares, e uma melhor aproximação aos casos reais de reforço.

Dos modelos ensaiados, a referência foi um modelo ensaiado sem qualquer tipo de reforço. Os restantes modelos foram reforçados através de diferentes técnicas e de diferentes materiais e ensaiados num regime monotónico e cíclico, respectivamente. Na tabela 4.1 apresentam-se, de forma detalhada as características dos modelos ensaiados ao longo do trabalho experimental desenvolvidos no laboratório de estruturas do DEC, UNL.

Tabela 4.1 - Resumo da campanha experimental

Modelo	Material de Reforço	Agente Adesivo	Técnica de Reforço	Tipo de Carregamento
TSC1	-	-	-	Monotónico
TSC2	Laminado CFRP (S&P 150/2000 50x1.2)	Adesivo Epoxídico S&P S220	EBR	Monotónico
TSC3				Cíclico
TSC4	Laminado CFRP (S&P 150/2000 10x1.4)	Adesivo Epoxídico S&P S220	NSMR	Monotónico
TSC5				Cíclico

4.2.2. Pormenorização das armaduras

O dimensionamento das armaduras das vigas foi realizado de modo a evitar problemas de esforço transversal, uma vez que o objectivo do estudo se foca na flexão. Como constatado no capítulo anterior, foram utilizados três diâmetros de varões, sendo estes, Ø6, Ø8 e Ø12, todos de classe A500. Na figura 4.1 apresenta-se a disposição das armaduras constituintes das vigas.

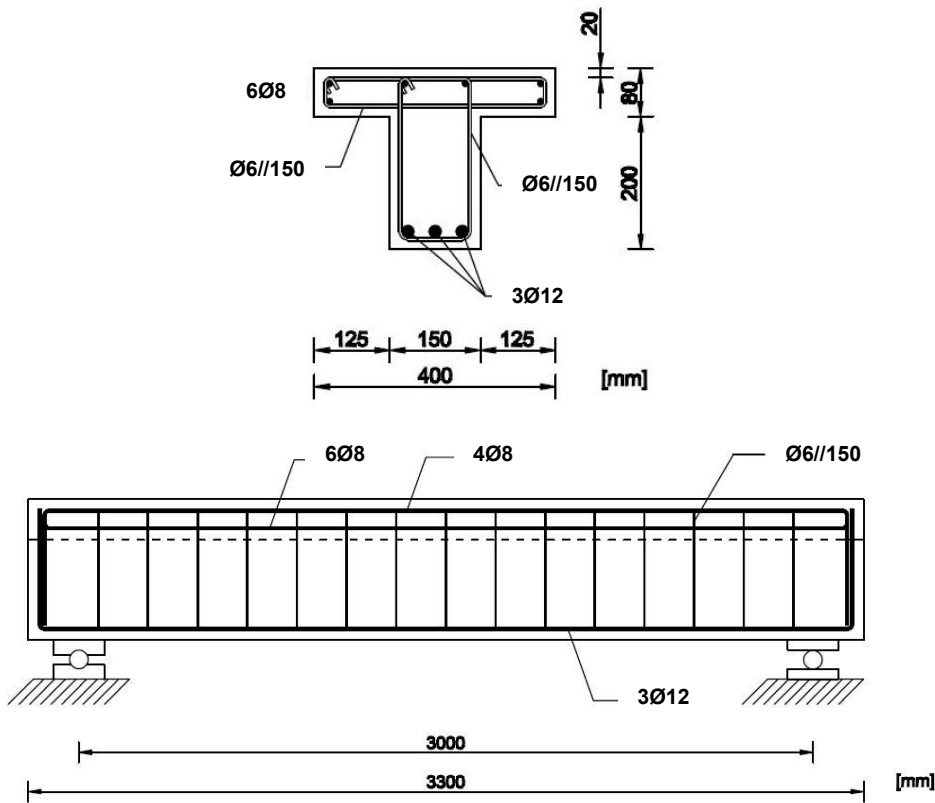


Figura 4.1 – Pormenorização das armaduras constituintes das vigas

4.3. Preparação das vigas

O fabrico das vigas ficou a cargo da empresa de pré-fabricação Precore, segundo a pormenorização anteriormente apresentada e com o acompanhamento do autor do presente trabalho. Assim, em Março de 2009 teve início, nas instalações fabris do Montijo, o fabrico das vigas através da preparação e montagem das armaduras. Posteriormente à mesma, procedeu-se à verificação e instrumentação das armaduras e foram ainda verificados os espaçadores das armaduras, de modo a garantir o recobrimento pretendido (2 cm). Verificou-se ainda assim, após a realização dos ensaios, que o recobrimento ao nível das armaduras longitudinais de flexão se encontrava próximo dos 4 cm.



Figura 4.2 - Armaduras das vigas (à esquerda) e linha de betonagem em fábrica (à direita)



Figura 4.3 - Operação de betonagem (à esquerda) e aspecto das vigas após betonagem (à direita)

O processo de betonagem, em que foram betonados em simultâneo as vigas e os respectivos cubos de caracterização do betão, decorreu como planeado e sem qualquer registo de problemas. A cura foi feita no período de uma semana no local de betonagem e pese embora as recomendações, veio a verificar-se a presença de fendas de retracção na superfície em contacto com o ar, devido a uma deficiente cura do betão. De referir ainda que a cura dos cubos foi feita nas mesmas condições de humidade e temperatura dos modelos de viga, sem recurso à imersão em tanques de saturação.

Nas figuras 4.2 e 4.3. apresentam-se alguns dos procedimentos mais importante do fabrico das vigas em fábrica, nomeadamente a preparação das armaduras, a preparação das cofragens e a operação de betonagem dos elementos.

4.4. Aplicação do reforço

A aplicação dos sistemas de reforço, tal como todos os procedimentos prévios à mesma ficaram a cargo de profissionais da empresa STAP. Excluíram-se assim, através de mão-de-obra especializada, eventuais erros ou situações defeituosas na aplicação que poderiam por em causa a validade dos resultados obtidos e, por conseguinte, a validade do estudo em questão. Tendo em conta as especificidades inerentes a cada sistema de reforço, o processo de aplicação dos mesmos será descrito individualmente, de modo pormenorizado.

4.4.1. Laminado CFRP EBR

Tal como já referido no presente documento, o reforço de elementos de betão armado através da aplicação de laminados de carbono colados é hoje uma solução amplamente difundida. Ainda que a sua aplicação não esteja revestida de grande complexidade, sendo esta uma das vantagens do método em questão, importa cumprir de modo adequado os passos de aplicação do reforço, sob pena da obtenção de um sistema de reforço ineficaz.

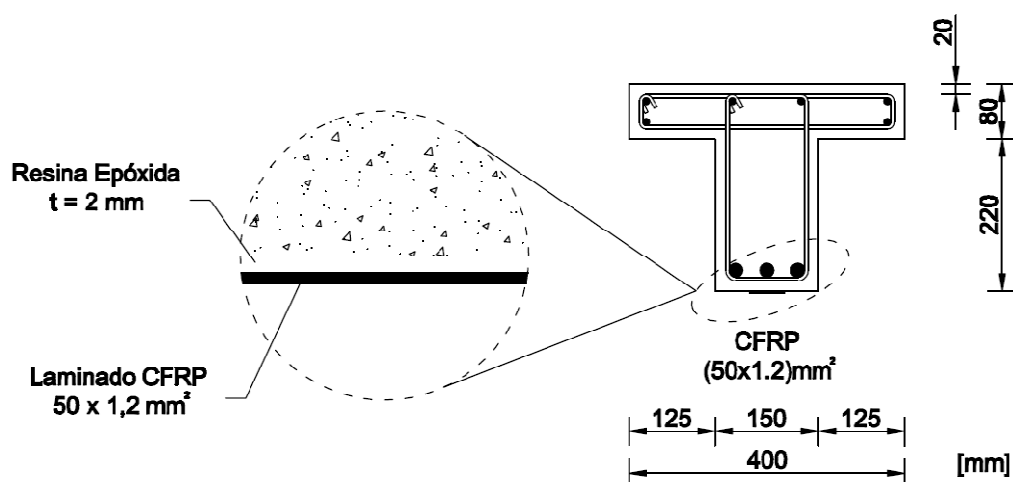


Figura 4.4 – Pormenorização transversal do sistema de reforço testado nos modelos TSC2 e TSC3

4.4.1.1. Preparação da superfície de betão

Numa primeira fase, a superfície de betão onde viria a ser aplicado o laminado de carbono foi preparada, de modo a remover a leitada superficial deste, e a criar uma superfície que permita boas condições de aderência entre o betão e o adesivo epoxídico. A adequada preparação da superfície de betão desempenha um papel importante na eficácia deste tipo de sistemas (em que as tensões são transmitidas exclusivamente por aderência) e, como tal, especial cuidado deve ser tomado durante o processo.

Existem vários métodos de preparação da superfície de betão, de entre os quais se destacam a preparação através do uso de jacto de areia, do uso de martelo de agulhas, através da picagem da superfície com bujarda ou através da decapagem com recurso a uma mó, tendo sido este último o método utilizado neste caso. Posteriormente à decapagem, com uma profundidade de cerca de 1 mm, a superfície preparada foi limpa através do uso de ar comprimido, de modo a remover quaisquer detritos ou gorduras presentes que pudessem comprometer as condições de aplicabilidade do agente de aderência.

Pese embora as condições em que foram produzidas as vigas, foi também aferida a planeza da superfície onde viria a ser aplicado o reforço, planeza esta que verificou os pré-requisitos necessários. Segundo as recomendações do fabricante do material FRP, o desnível transversal medido ao longo de uma superfície de dois metros de comprimento não deve nunca exceder os 5 mm.

4.4.1.2. Aplicação do FRP

Após a preparação da superfície de betão procedeu-se à aplicação do laminado de carbono ao longo de um comprimento de 2,70 m, levando a cabo os procedimentos técnicos especificados pelo fabricante [104]. A escolha das dimensões do laminado, S&P CFRP 150/2000 (50x1.2) mm², deveu-se à necessária uniformização da mobilização de tensões dos diferentes reforços.

Numa fase inicial procedeu-se à preparação do agente adesivo utilizado (S&P S220). Neste processo os dois componentes que compõem o agente adesivo foram misturados nas proporções especificadas pelo fabricante (2:1). Posteriormente, o agente adesivo foi aplicado na superfície de betão previamente preparada e na superfície do laminado em contacto com o mesmo, tendo sido controlada, ao longo de todo o processo, a espessura da camada de adesivo aplicada de modo a situar-se entre os valores mínimos de 1 e máximos de 3 mm.



Figura 4.5 - Processo de preparação da superfície de betão (à esquerda) e aspecto final (à direita)



Figura 4.6 – Preparação do adesivo (à esquerda) e processo de aplicação do reforço (à direita)

Aplicado o adesivo e preparado o laminado, através da remoção de quaisquer impurezas com recurso à aplicação de um solvente, procedeu-se à aplicação do FRP. A aplicação do mesmo resume-se à sua colocação na zona previamente preparada para o efeito, garantindo-se o contacto do laminado com o adesivo ao longo de todo o comprimento do reforço, através da aplicação de pressão no mesmo, com recurso a uma espátula.

No processo de aplicação de reforços deste tipo especial atenção deve ser prestada às condições de aplicabilidade do adesivo. Estes materiais são caracterizados por uma janela temporal de aplicabilidade, denominada recorrentemente por *pot-life*, a partir da qual a trabalhabilidade é praticamente nula. No presente caso, em que a temperatura se encontrava em valores acima dos 30°C, segundo as especificações do fabricante o *pot-life* do adesivo situava-se nos quarenta minutos.

Nas figuras 4.5 pode ver-se o processo de preparação bem como o aspecto final das vigas a reforçar. Por sua vez, na figura 4.6 são apresentados os procedimentos de preparação e aplicação do material de reforço.

4.4.2. Laminado CFRP NSMR

O sistema de *Near Surface Mounted Reinforcement* (NSMR) não apresenta uma tão ampla difusão em intervenções de reforço correntes, embora se trate de um sistema de aplicação de laminados por colagem. O sistema (NSMR) é caracterizado pela aplicação do material de reforço em rasgos feitos ao longo do elemento a reforçar, denominados na bibliografia em inglês por *slots*. Se por um lado este método leva a uma ligeira redução do braço da força no equilíbrio da secção quando comparado com o sistema anterior, por outro, permite duplicar a área de aderência entre o material de reforço e o adesivo utilizado.

4.4.2.1. Preparação da superfície de betão

A preparação da superfície de betão necessária à aplicação deste sistema de reforço resume-se à abertura dos rasgos destinados à introdução do material de reforço, não sendo possível qualquer procedimento de tratamento das superfícies. Para o efeito, foi utilizada maquinaria especializada, de modo a garantir o espaçamento e a profundidade dos cortes desejada. Deste modo, foram efectuados quatro rasgos afastados equitativamente três centímetros entre si, ao longo do comprimento do reforço a aplicar, sendo neste caso 2,70 m. Após a abertura dos rasgos procedeu-se à limpeza dos detritos e impurezas depositadas nos mesmos, recorrendo-se para

isso uma pistola de ar comprimido. As dimensões dos rasgos produzidos foram escolhidas tendo em conta recomendações presentes em estudos anteriores, nomeadamente por De Lorenzis e Teng [33], que recomendam uma largura de pelo menos três vezes a espessura do laminado, bem como uma altura mínima de uma vez e meia a altura do respectivo laminado.

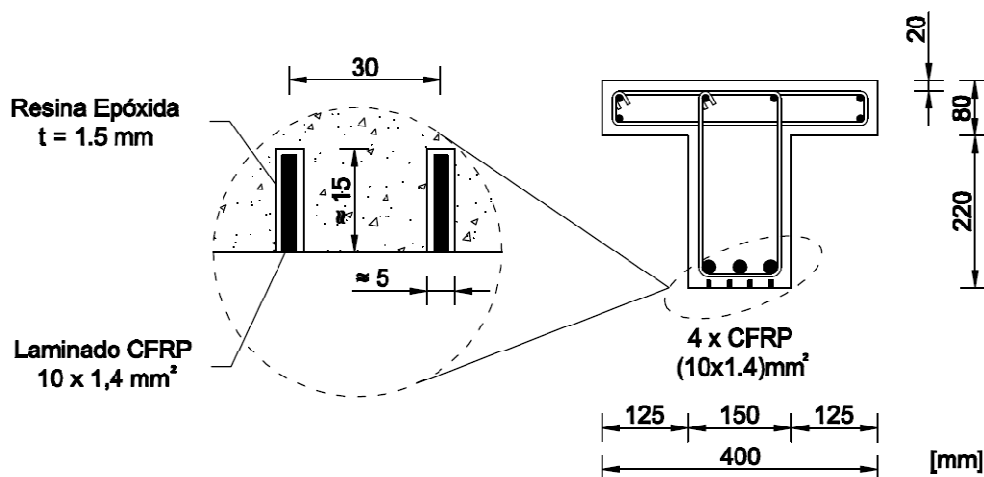


Figura 4.7 – Pormenorização transversal do sistema de reforço testado nos modelos TSC4 e TSC5

4.4.2.2. Aplicação do FRP

Tendo em conta o carácter comparativo do presente trabalho, procurou-se uniformizar a quantidade de reforço utilizado em cada solução testada. Deste modo, foram utilizados quatro laminados de carbono S&P 150/2000 (10x1.4) mm², aplicados nos respectivos rasgos produzidos para o efeito. Visto que o material adesivo utilizado foi o mesmo que o utilizado na aplicação do laminado colado, os procedimentos de preparação do adesivo utilizados foram os mesmos. Preparado o adesivo, este foi aplicada nos rasgos com o auxílio de espátulas, de forma a preencher todo o espaço dos mesmos. Posteriormente, os laminados foram introduzidos nos rasgos preenchidos com o adesivo, tendo sido espalhado o excesso de adesivo por eventuais zonas heterogéneas.

Nas figuras 4.8 e 4.9 são apresentados a preparação e aplicação do reforço com o sistema NSMR.



Figura 4.8 - Processo de abertura dos rasgos (à esquerda) e aspecto final (à direita)



Figura 4.9 – Preparação do adesivo (à esquerda) e aspecto final da aplicação (à direita)

4.5. Sistema de ensaio e instrumentação

4.5.1. Sistema de ensaio

Os ensaios das vigas de betão armado foram integralmente levados a cabo no laboratório de estruturas da UNL. O sistema de ensaio foi concebido e posteriormente preparado tendo em conta as condicionantes técnicas e logísticas do próprio espaço. Assim, tendo em conta a natureza do ensaio, optou-se pela adopção de um sistema em que a carga fosse transmitida aos modelos em quatro pontos, de forma simétrica em relação ao eixo dos mesmos. Deste modo obteve-se, ao contrário de um sistema em cuja carga é aplicada num único ponto, um andamento de momentos flectores trapezoidal, permitindo obter-se uma zona de momento máximo

constante ao longo do comprimento entre os pontos de aplicação das cargas. Importa ainda referir que esta se trata da disposição de carregamento mais comum em ensaios de flexão de vigas reforçadas [16,69,85], entre muitos outros, garantindo-se assim maior facilidade na comparação entre diferentes estudos. Em termos gerais, o sistema de ensaio era constituído por dois blocos de betão onde, através da utilização de aparelhos de apoio concebidos especificamente para o ensaio, a viga era apoiada. Por sua vez, a aplicação de carga foi garantida através da utilização de dois cilindros hidráulicos Enerpac RRH-307, apoiados simetricamente em duas vigas dispostas perpendicularmente, conforme apresentado na figura 4.7. As reacções às cargas aplicadas foram aplicadas na laje do laboratório, dimensionada para o efeito.

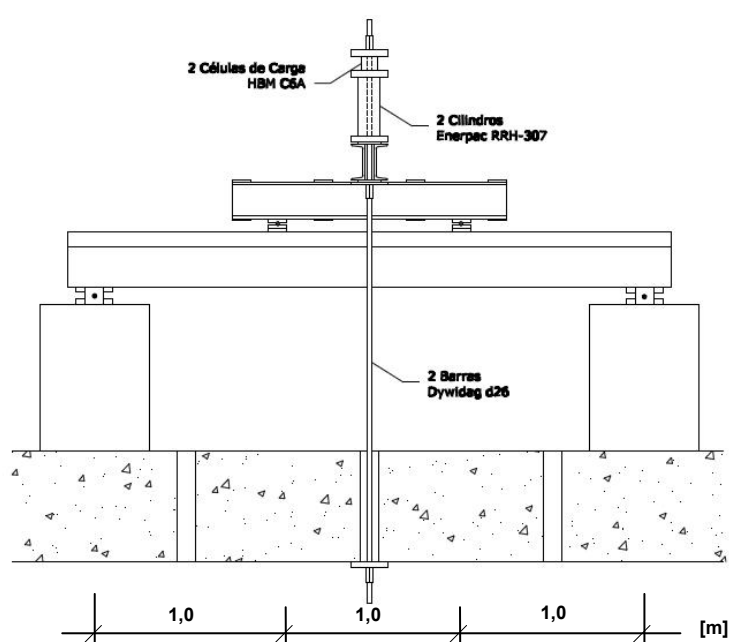


Figura 4.10 - Alçado longitudinal do sistema de ensaio

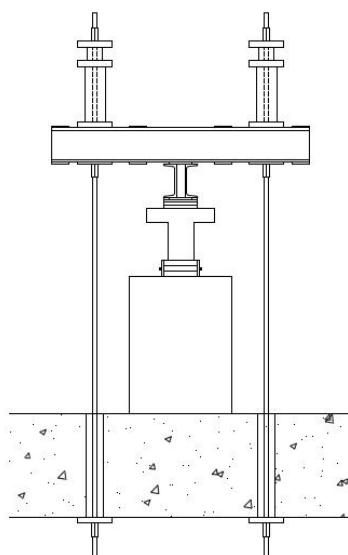


Figura 4.11 - Corte transversal do sistema de ensaio

4.5.2. Instrumentação e aquisição de dados

A instrumentação utilizada nos ensaios foi a mesma para todos os ensaios produzidos e teve como objectivo a obtenção de dados ao longo do tempo relativos à força aplicada e aos deslocamentos, extensões e curvaturas das vigas ensaiadas.

Numa primeira fase, aquando da montagem das armaduras, todos os modelos foram instrumentados com três extensómetros (*E*) eléctricos de resistência (TML-FLA-5-11) em posições previamente estudadas. Deste modo, foram colocados dois extensómetros na posição de meio-vão de modo a obter informação relativa à extensão das armaduras longitudinais ao longo dos ensaios e da respectiva extensão de cedência, bem como um extensómetro de controlo de esforço transversal, situado no estribo mais próximo da distância *d*, medida a partir da posição de apoio. De modo a obter informações relativas à extensão no laminado de CFRP utilizado nos sistemas de reforço testados, também estas foram instrumentadas através da colocação de onze extensómetros ao longo da direcção longitudinal das mesmas. A disposição da instrumentação do laminado de CFRP bem como das armaduras dos modelos é apresentada na figura 4.12, 4.13 e 4.14.

Por forma a obter informações relativas à curvatura longitudinal das vigas ao longo dos ensaios foi utilizado um sistema de transdutores de deslocamento (*i*), desenvolvidos por Chastre Rodrigues [91], fixos através de dois apoios rotulados, que se encontravam fixos aos modelos através de varões roscados. Os transdutores podem ser descritos como pequenos pórticos constituídos por dois pilares rígidos em alumínio e por uma viga flexível em chapa que é sujeita a flexão cilíndrica quando a distância entre os apoios se altera. Esta última encontra-se instrumentada com quatro extensómetros colocados dois a dois em ambos os lados, a $\frac{1}{3}$ e $\frac{2}{3}$ de vão, formando assim uma ponte completa de Wheatstone. A calibração dos transdutores foi garantida por um sistema produzido para o efeito, através do qual se obtém um factor de conversão linear do sinal obtido, possibilitando a transformação em milímetros. Este sistema foi disposto em duas sequências de cinco transdutores, fixos em alturas diferentes da viga, obtendo-se assim informação relativa à extensão média das secções instrumentadas e, após posterior tratamento dos dados recolhidos, informações relativas à curvatura média do modelo ensaiado. A disposição esquemática deste sistema é apresentada na figura 4.15.



Figura 4.12 – Pormenor da instrumentação das armaduras (à esquerda) e do sistema de monitorização de curvatura (à direita)



Figura 4.13 – Aspecto geral dos extensómetros no laminado (à esquerda) e do sistema de monitorização dos deslocamentos verticais (à direita)

A leitura dos deslocamentos foi garantida através da colocação de oito transdutores de deslocamento (LVDT) ao longo da direcção longitudinal dos modelos. Destes, sete eram transdutores (TML-CDP100) com um curso total de 100 mm e uma sensibilidade de $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$, e o restante transdutor (TML-DP-500E) com um curso total de 500 mm, era destinado a registar os deslocamentos a meio-vão no regime de pós colapso, caracterizados por grande amplitude.

A informação relativa à aplicação da força (aplicada através da utilização de bomba hidráulica e dois cilindros hidráulicos ENERPAC RRH-307), foi obtida com recurso à utilização de duas células de carga (TML-C6A). A aquisição de dados foi obtida através de um

Datalogger Centipede 100 (UPM100) da HBM com capacidade para 60 canais. O software de aquisição de dados utilizado foi o Catman 4.0 da HBM.

Em parceria com o Departamento de Engenharia Electrotécnica da Faculdade de Ciências e Tecnologia da UNL, foram criadas condições técnicas e logísticas para a instrumentação dos modelos de viga através do método fotométrico. Resumidamente, este consiste na obtenção de dados relativos às deformações de superfícies através da análise fotográfica das mesmas ao longo do tempo de carregamento permitindo assim uma alternativa aos sistemas comuns de instrumentação. Dada a economia do sistema, bem como a possibilidade da obtenção de dados relativos a inúmeros pontos (ao contrário dos extensómetros usualmente utilizados) torna esta técnica altamente aliciante para trabalhos experimentais em engenharia de estruturas. Embora existam já alguns estudos e aplicações deste método nesta área, trata-se ainda de uma técnica ainda a explorar.

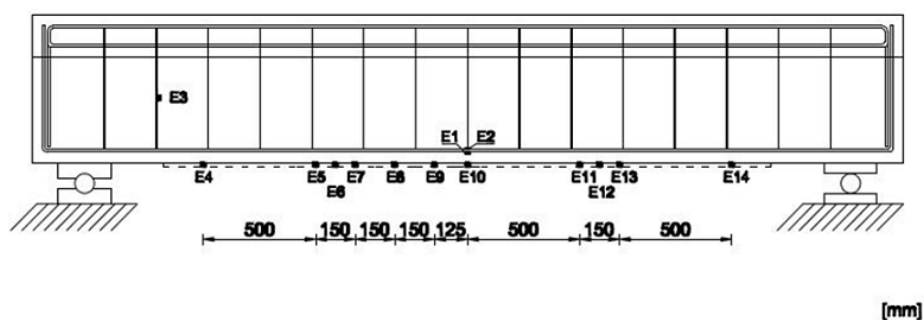


Figura 4.14 – Representação esquemática da posição dos extensómetros

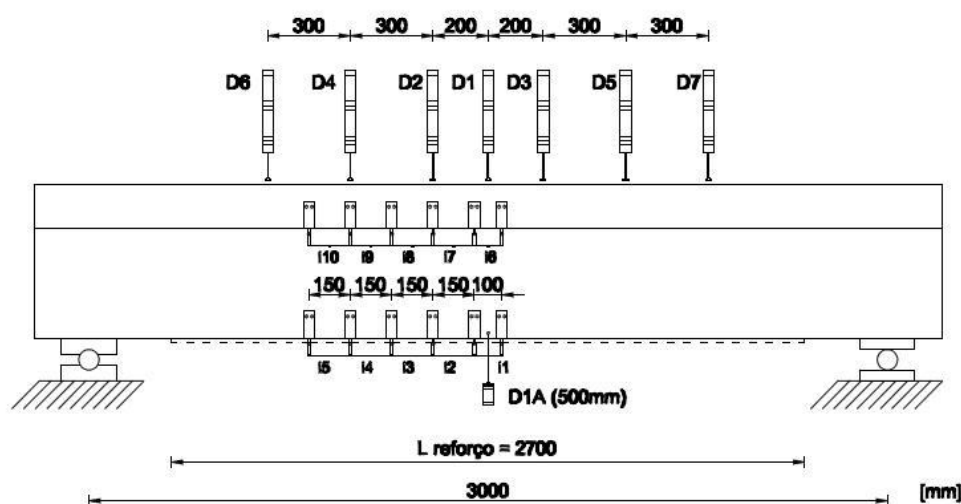


Figura 4.15 – Representação esquemática da posição dos transdutores de deslocamento (i, D)

Para este efeito, foi aplicado um padrão aleatório numa extensão de um metro de viga (pontos de referência para análise fotométrica) tendo este sido fotografado sequencialmente, a partir de um ponto fixo, ao longo do historial de carregamento dos modelos. Dada a necessidade de excluir qualquer perturbação cromática da superfície analisada, foi utilizada iluminação própria para o efeito. Atendendo à necessidade da criação de software específico para a análise fotográfica e o respectivo tratamento de dados não é possível a apresentação de quaisquer dados relativos a este método de instrumentação, ficando estes remetidos para um futuro documento.

4.6. Procedimento de ensaio

Como apresentado anteriormente, a campanha experimental dividiu-se em dois tipos de ensaios distintos - monotónicos e cíclicos. Dadas as diferentes naturezas de carregamento dos mesmos, estes serão apresentados em separado.

4.6.1. Ensaios monotónicos

Os ensaios monotónicos de flexão em quatro pontos são caracterizados pela aplicação contínua de uma carga ou deslocamento crescente até à rotura. Trata-se do procedimento experimental mais amplamente utilizado em aplicações laboratoriais em engenharia de estruturas, quer por motivos aliados à facilidade de execução, quer pelo suficiente *output* para a maioria das situações estudadas. Contudo, importa referir que se trata de um ensaio cuja indução de carga se encontra distante das condições normalmente verificadas em situações de serviço. No presente trabalho, os modelos TSC1, TSC2 e TSC3 foram ensaiados monotonicamente, de modo a aferir a sua capacidade última resistente, bem como o seu comportamento ao longo do carregamento.

4.6.2. Ensaios cíclicos

Estes ensaios tiveram como objectivo o estudo de comportamento de sistemas de reforço FRP face a acções cíclicas. A natureza da aplicação da carga faz com que novos factores sejam condicionantes no desempenho do modelo a ensaiar, em especial ao nível da ligação do laminado de CFRP ao betão. Assim, de modo a obter informação sobre o comportamento dos sistemas de reforço sob actuação cíclica, cada uma das configurações de reforço foi testada ciclicamente.

No presente estudo, e tendo em consideração que os ensaios cíclicos foram efectuados após os ensaios monotónicos dos respectivos sistemas de reforço, procurou-se otimizar o historial de carregamento de modo a perceber a influência da natureza da solicitação na carga de rotura.

Como não se encontrou nenhum procedimento de ensaio para este tipo de testes admitiu-se um critério que passa primeiro pela determinação do valor do deslocamento de cedência (δ_{sy}) do modelo não reforçado com FRP e sujeito a cargas monotónicas, sendo os ciclos de carga e descarga aplicados em função deste deslocamento δ_{sy} .

Assim, começa-se por realizar um primeiro ciclo a $0,25 \delta_{sy}$ seguido de outros a $0,5$; $0,75$; 1 ; $1,25$; $1,5$ até $n\delta_{sy}$, terminando-se o ensaio assim que ocorre a rotura ou logo que se alcance um valor máximo do deslocamento permitido pelo sistema de ensaio, no caso de se pretender analisar o comportamento deste após rotura. O regime cíclico idealizado é apresentado na figura 4.13.

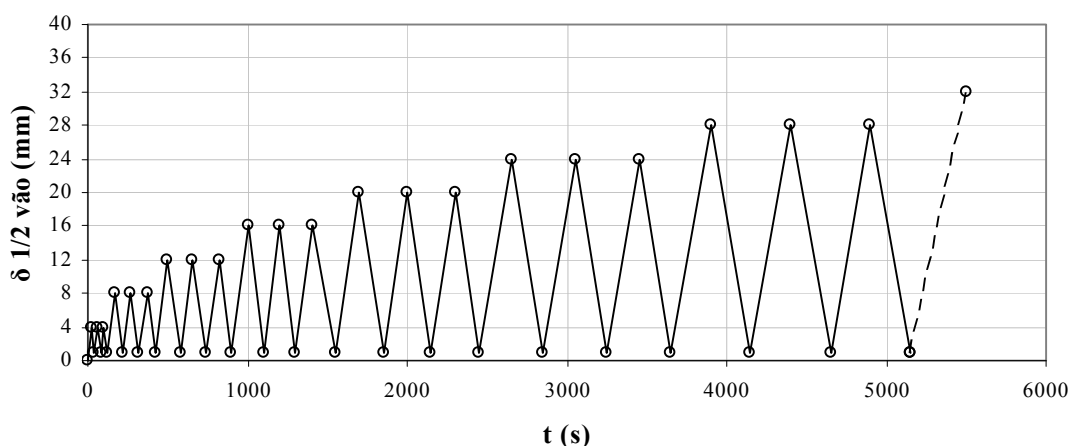


Figura 4.16 – Representação esquemática do regime cíclico idealizado

As fases de carga e descarga foram controladas de modo distinto, sendo que os ciclos ascendentes foram controlados por deslocamento, cuja taxa se situou no 4mm/min. Os ciclos de descarga foram controlados em força, a uma taxa descendente de 0,4 bar/s, sendo que o limite inferior adoptado foi de 5 bar. Dada a reduzida quantidade de informação proveniente da fase de pós-rotura, os ciclos da mesma não seguiram os mesmos critérios da fase de pré-rotura, tendo sido utilizadas taxas superiores, tanto nas rampas de carga como de descarga. Importa referir que todo o protocolo cíclico foi computado e realizado automaticamente por uma bomba hidráulica adequada ao efeito.

4.7. Apresentação dos resultados

4.7.1. Ensaio monotónico

4.7.1.1. Força *versus* deslocamento

Os dados globais relativos à força e ao deslocamento dos ensaios monotónicos são resumidamente apresentados na tabela 4.2 e, posteriormente, de modo mais detalhado. Os dados apresentados dizem respeito à força e ao momento flector no instante inicial de cedência das armaduras (F_{sy} e M_{sy}), o respectivo deslocamento vertical a meio-vão (δ_{sy}), a força e o momento flector no instante de rotura do reforço (F_R e M_R) bem como o respectivo deslocamento vertical a meio-vão (δ_R).

Tabela 4.2 - Dados relativos à força, momento flector e ao deslocamento na cedência e na rotura dos ensaios monotónicos

Modelo	F_{sy} (kN)	M_{sy} (kN.m)	Δ (%)	δ_{sy} (mm)	Δ (%)	F_R (kN)	M_R (kN.m)	δ_R (mm)	Δ (%)
TSC1	85,5	42,7	-	16,79	-	-	-	-	-
TSC2 (EBR)	111,6	53,7	+25,8%	16,97	+1,1%	119,0	59,5	22,65	+39%
TSC4 (NSMR)	108,4	52,0	+21,8%	17,00	+1,4%	135,1	67,5	39,02	+58%

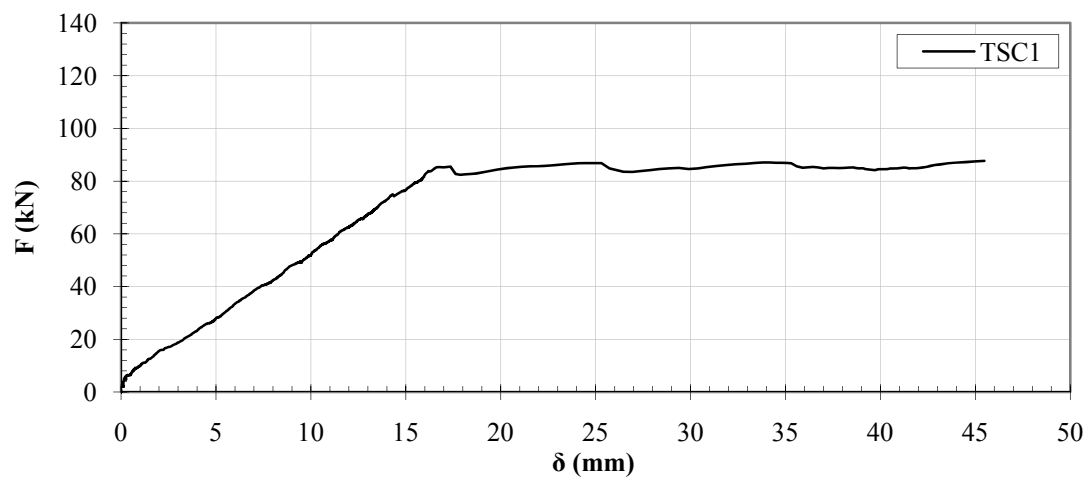


Figura 4.17 – Diagrama Força-Deslocamento da viga TSC1 sem reforço

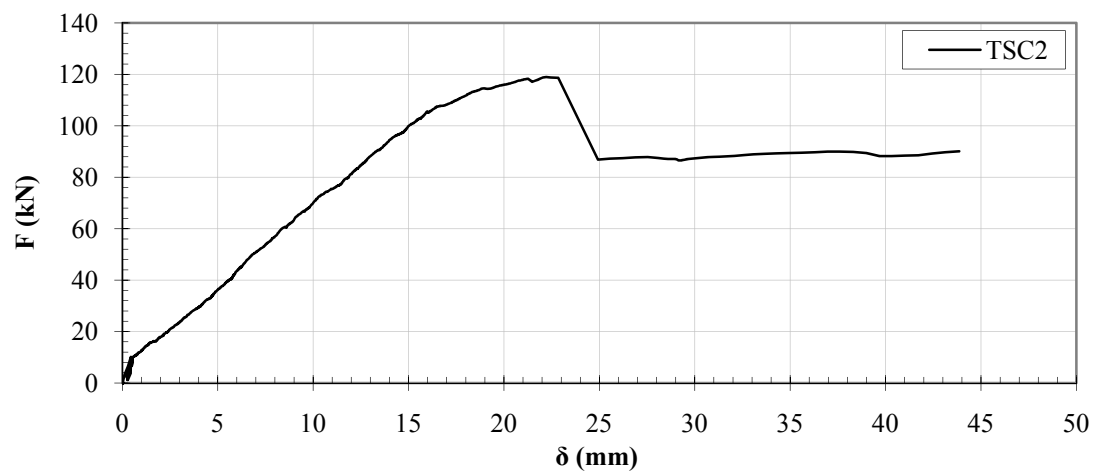


Figura 4.18 - Diagrama Força-Deslocamento da viga TSC2 (EBR)

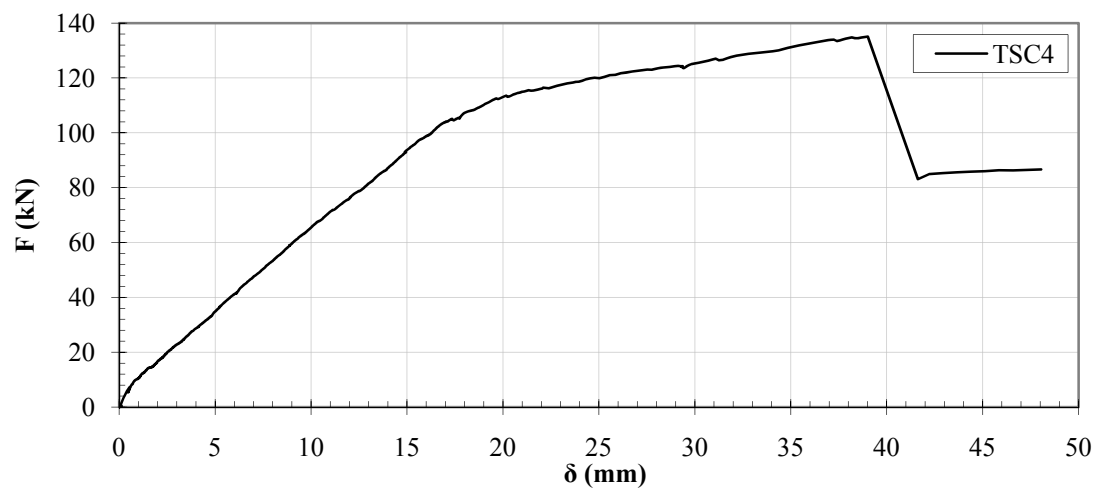


Figura 4.19 - Diagrama Força-Deslocamento da viga TSC4 (NSMR)



Figura 4.20 – Aspecto global da viga TSC1 após ensaio



Figura 4.21 – Aspecto global da viga TSC2 (EBR) após ensaio



Figura 4.22 – Aspecto global da viga TSC4 (NSMR) após ensaio

4.7.1.2. Deslocamento

Na sequência, e como complemento, dos dados apresentados anteriormente e através da análise dos dados relativos à totalidade dos transdutores de deslocamentos utilizados, apresenta-se de seguida a deformada dos modelos ensaiados ao longo do incremento de força. Possibilita-se, deste modo, uma análise global das deformações verticais dos diferentes provetes ensaiados.

Tabela 4.3 - Valores do deslocamento a meio vão ao longo do carregamento para as vigas TSC1, TSC2 e TSC4

F [kN]	δ_{TSC1} (mm)	δ_{TSC2} (mm)	δ_{TSC4} (mm)
10	1,04	0,52	0,89
20	3,33	2,34	2,52
30	5,24	4,04	4,24
40	7,04	5,55	5,79
50	9,06	7,02	7,47
60	10,85	8,55	9,07
70	12,91	10,15	10,81
80	15,06	12,11	12,77
85,5	16,79	12,96	13,68
90	-	13,66	14,48
100	-	15,50	16,30
110	-	18,08	18,98
119	-	22,65	24,13
120	-	-	25,28
130	-	-	34,36
135,1	-	-	39,02

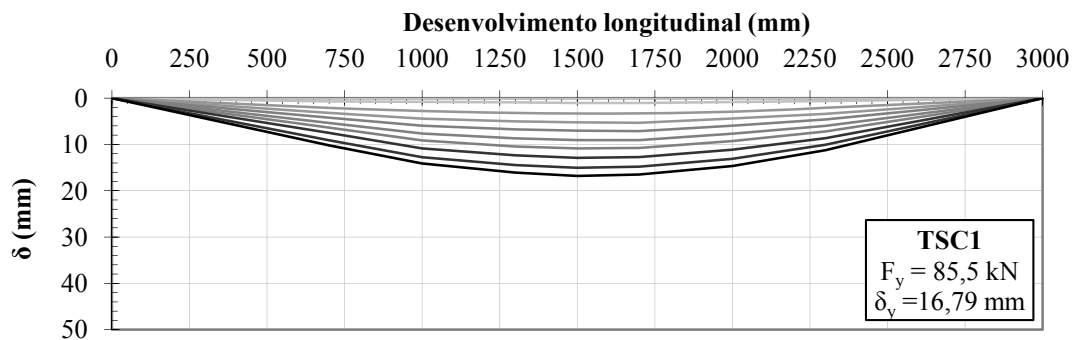


Figura 4.23- Deformada da viga TSC1 ao longo do carregamento

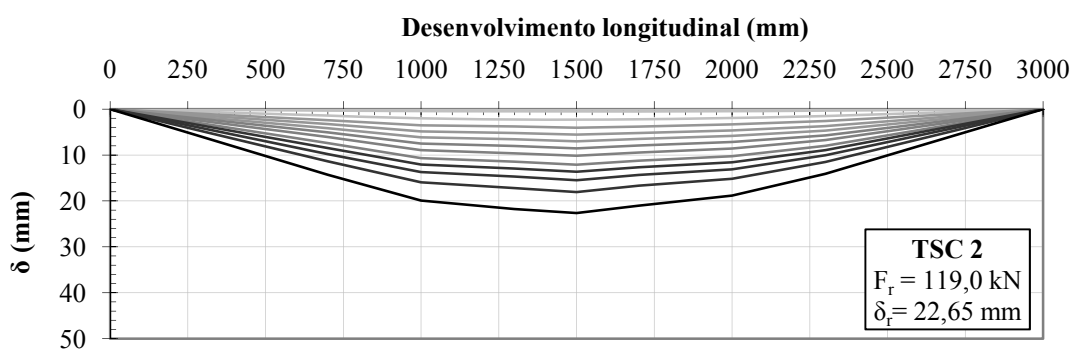


Figura 4.24 – Deformada da viga TSC2 (EBR) ao longo do carregamento

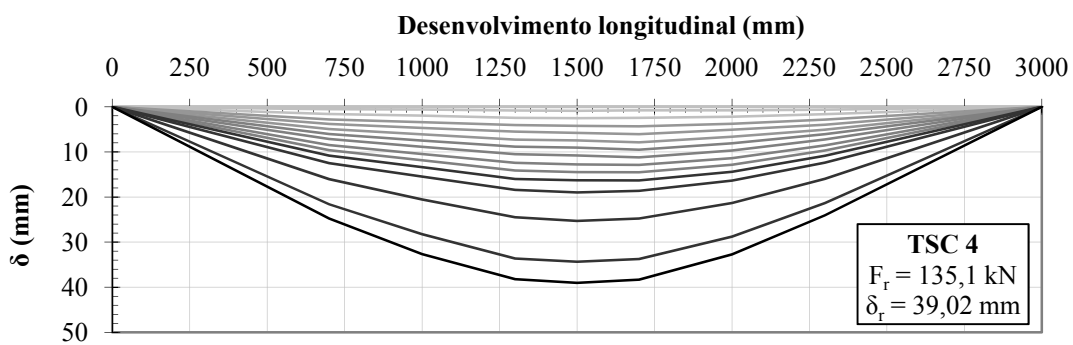


Figura 4.25 - Deformada da viga TSC4 (NSMR) ao longo do carregamento



Figura 4.26 – Pormenor da deformação e da fissuração da viga TSC1 junto a uma das zonas de aplicação da carga

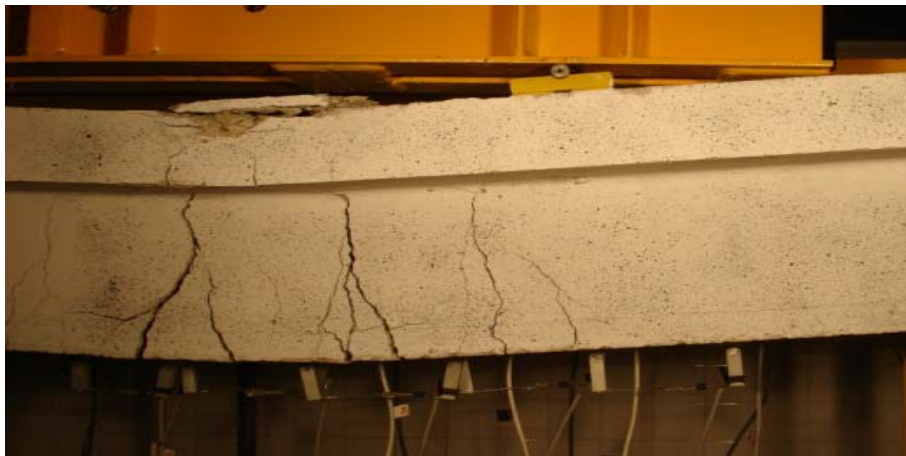


Figura 4.27 - Pormenor da deformação e da fissuração da viga TSC2 (EBR) junto a uma das zonas de aplicação da carga

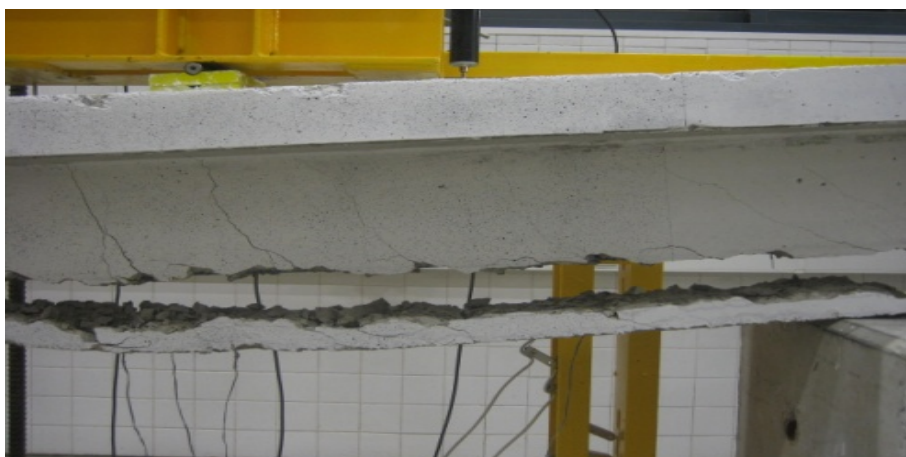


Figura 4.28 – Pormenor da deformação e da fissuração da viga TSC4 (NSMR) junto a uma das zonas de aplicação da carga

4.7.1.3. Extensão no laminado de CFRP

Na tabela 4.4 apresenta-se um resumo dos dados relativos à extensão no CFRP em diferentes instantes dos respectivos ensaios. Nesta tabela figuram os valores referentes à extensão do CFRP no momento de cedência das armaduras ($\varepsilon_{f,ys}$), no momento de rotura do sistema de reforço ($\varepsilon_{f,R}$) e um coeficiente representativo do grau de utilização do CFRP ($\eta_f = \varepsilon_{f,R}/\varepsilon_{f,u}$) tendo em conta a extensão última do laminado ($\varepsilon_{f,u}$), obtida nos ensaios de caracterização do material. Informação pormenorizada, relativa a cada um dos modelos ensaiados, é apresentada posteriormente.

Tabela 4.4 - Resumo dos dados relativos à extensão no CFRP

Modelo	$\varepsilon_{f,ys}$ (‰)	$\varepsilon_{f,R}$ (‰)	$\varepsilon_{f,u}$ (‰)	η_f (%)
TSC2 (EBR)	3,7	5,8	10,5	55
TSC4 (NSMR)	3,5	9,6	10,3	93

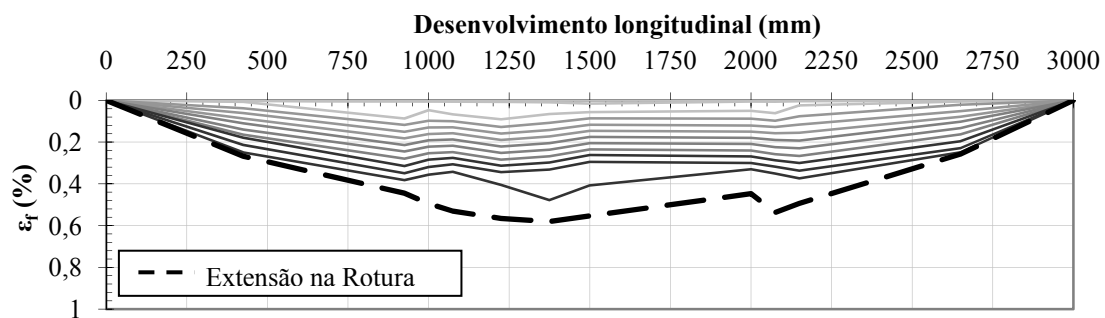


Figura 4.29 - Extensão longitudinal do laminado de CFRP da viga TSC2 (EBR) ao longo do carregamento



Figura 4.30 – Pormenor da rotura do sistema de reforço da viga TSC2 (EBR)

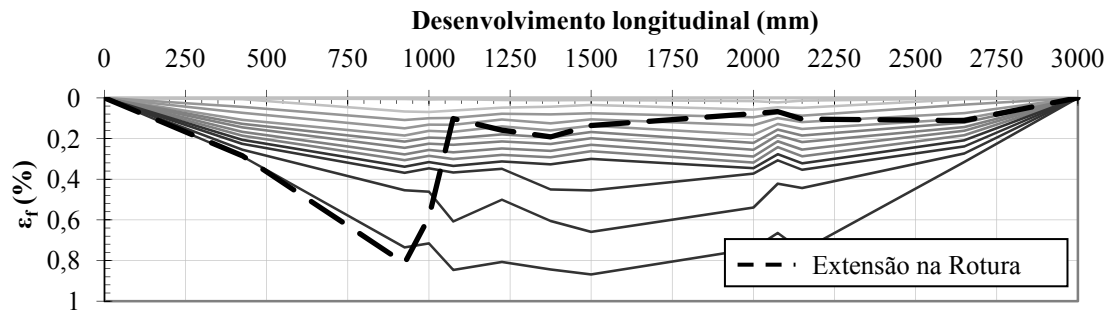


Figura 4.31 - Extensão longitudinal do laminado de CFRP da viga TSC4 (NSMR) ao longo do carregamento



Figura 4.32 – Pormenor da rotura do sistema de reforço da viga TSC4 (NSMR)

4.7.1.4. Curvatura

Através da análise dos dados obtidos a partir dos transdutores de deslocamentos “i” obtiveram-se resultados relativos à curvatura em diferentes secções de metade do desenvolvimento longitudinal das vigas ensaiados.

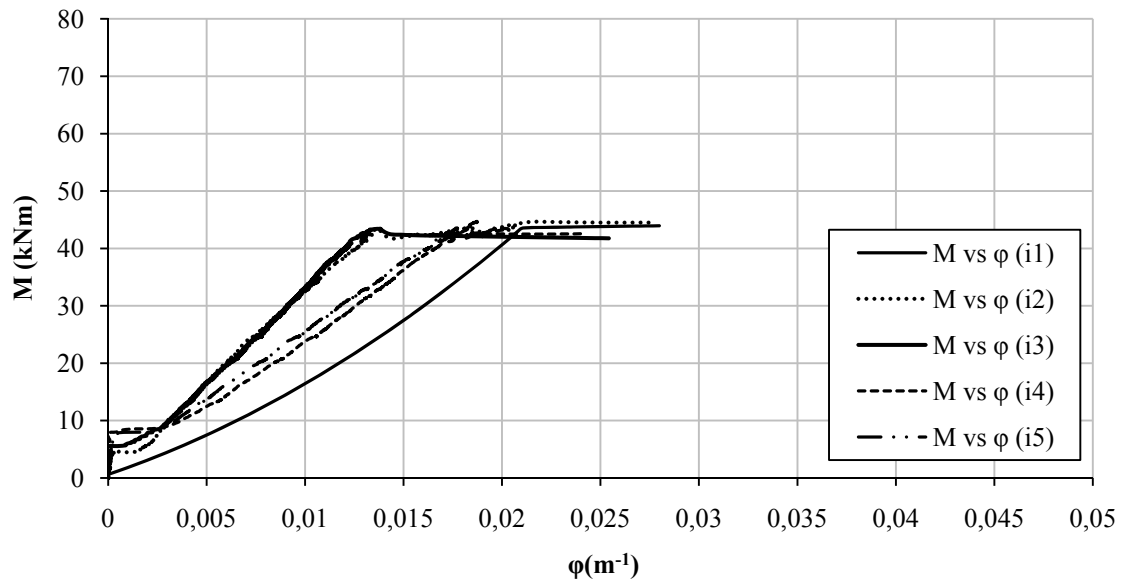


Figura 4.33 - Momento vs Curvatura da viga TSC1

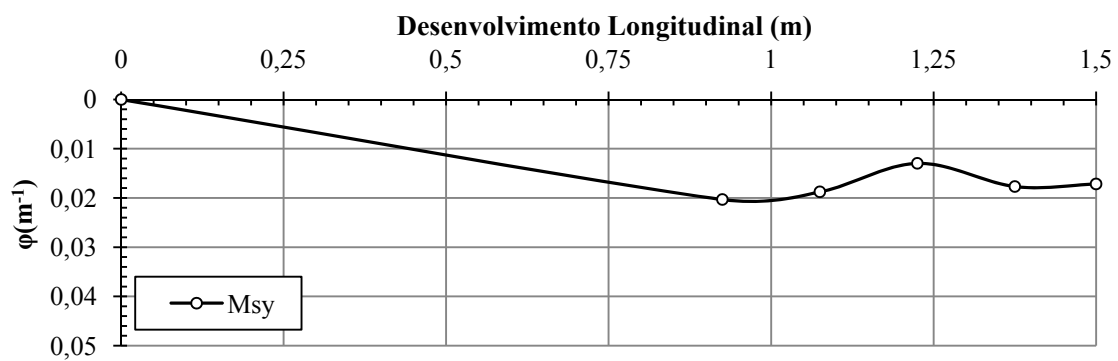


Figura 4.34 - Curvatura observada no Msy ao longo da metade direita da viga TSC1

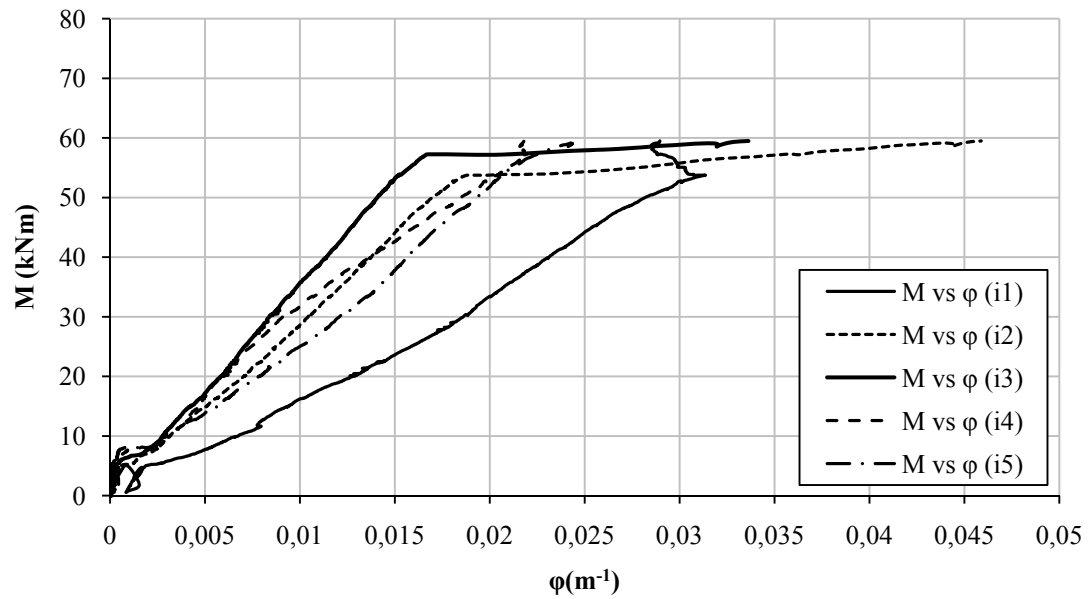


Figura 4.35 - Momento vs Curvatura da viga TSC2 (EBR)

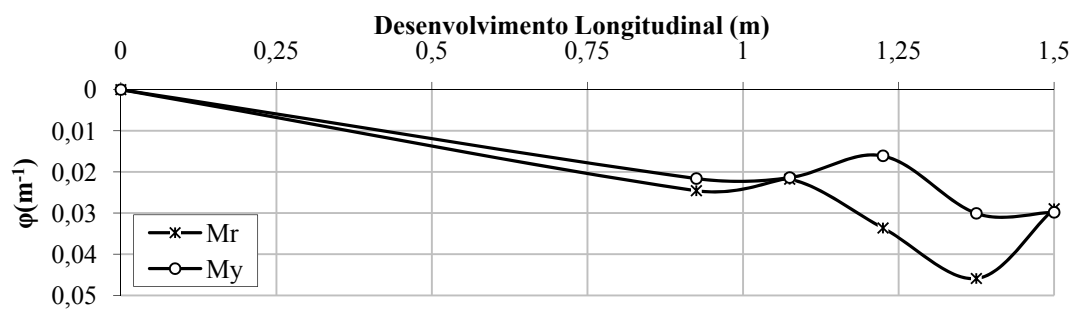
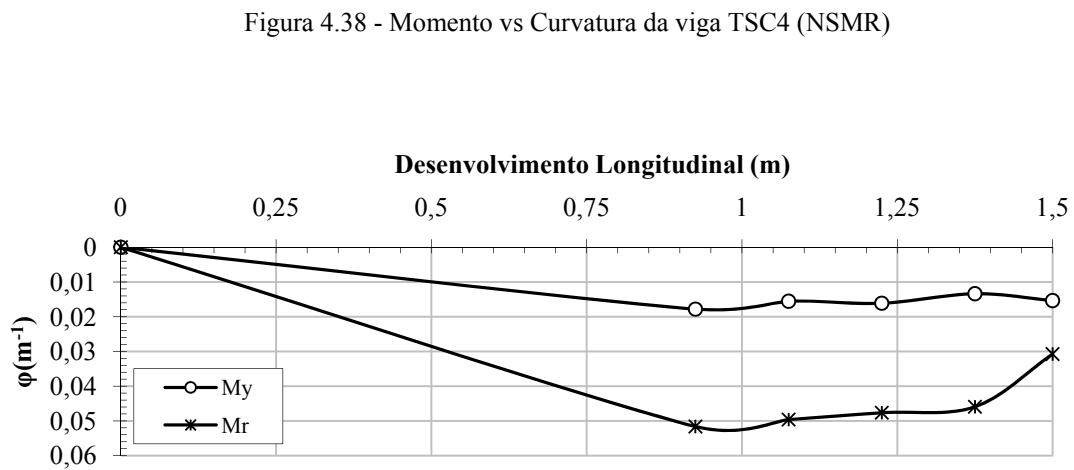
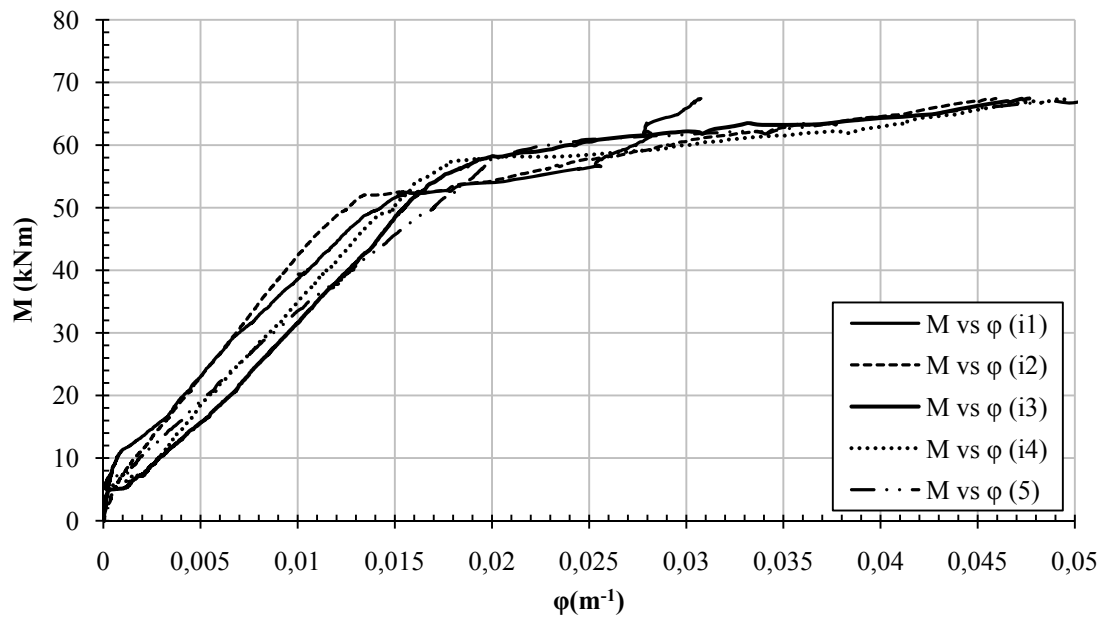


Figura 4.36 - Curvatura observada no Msy ao longo da metade direita da viga TSC2 (EBR)



Figura 4.37 - Pormenor do sistema de monitorização de curvatura da viga TSC1



4.7.1.5. Coeficiente de reforço efectivo *versus* drift

Os resultados apresentados de seguida mostram a relação entre o coeficiente de reforço efectivo ρ_u (quociente entre o momento flector ao longo dos ensaios das vigas reforçadas e o momento de cedência das armaduras da viga referência TSC1) e o *drift* correspondente (sendo este o quociente entre o deslocamento vertical a meio-vão e metade do comprimento longitudinal das vigas). O coeficiente ρ_y representa o quociente entre o momento flector na cedência das armaduras das vigas TSC2 e TSC4 e o momento flector na cedência das armaduras da viga referência TSC1.

Tabela 4.5 - Valores de momento flector e coeficiente de reforço efectivo para as vigas TSC1, TSC2 e TSC4

Modelo	M_y (kN.m)	$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m)	ρ_y (-)	ρ_u (-)
TSC1	42,7	42,7	1,00	1,00
TSC2 (EBR)	55,8	59,5	1,31	1,39
TSC4 (NSMR)	54,2	67,5	1,27	1,58

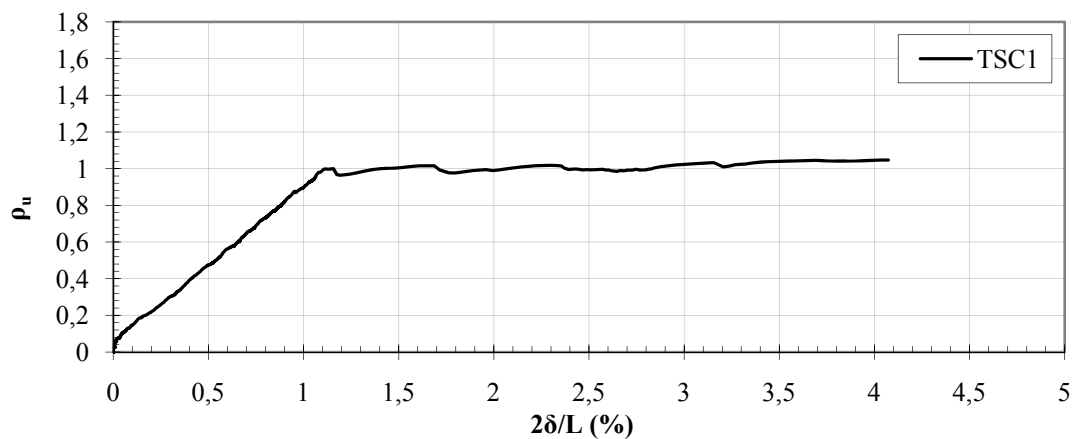


Figura 4.40 – Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para a viga TSC1

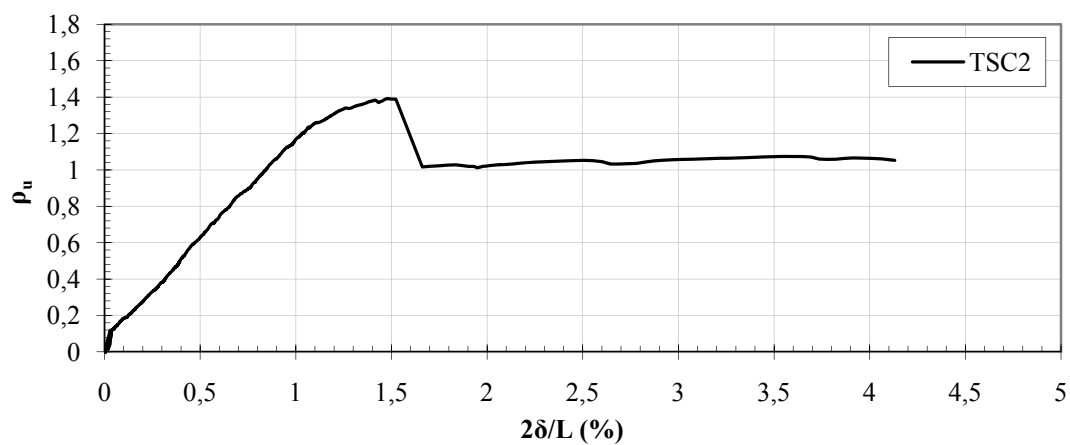


Figura 4.41 - Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para a viga TSC2 (EBR)

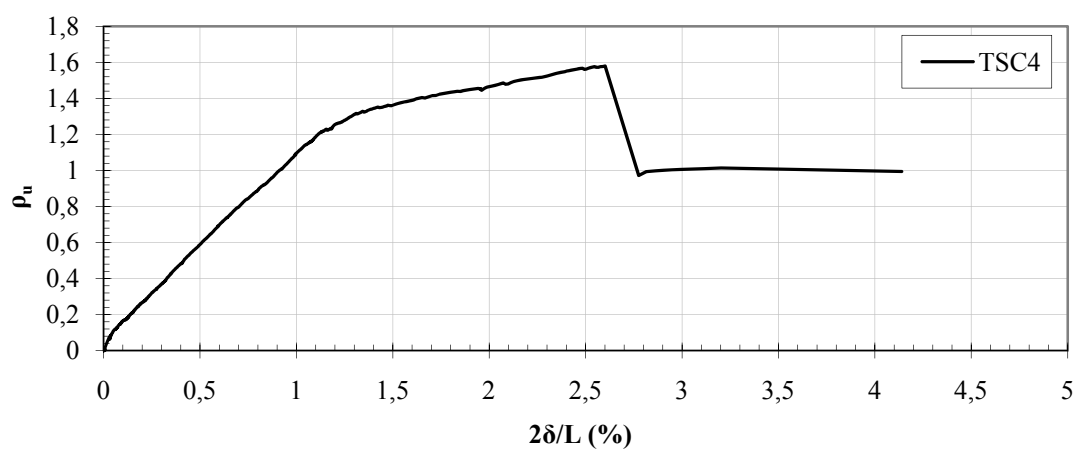


Figura 4.42 - Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para a viga TSC4 (NSMR)

4.7.2. Ensaio cíclico

4.7.2.1. Força *versus* deslocamento

Os resultados referentes à relação força-deslocamento dos ensaios cíclicos levados a cabo são apresentados em seguida utilizando a mesma organização e nomenclatura considerada para os ensaios monotónicos, descritos anteriormente. Deste modo, na tabela 4.44 é apresentado um resumo de ambos os ensaios e posteriormente são apresentadas as relações força-deslocamento ao longo dos ensaios para cada um dos mesmos.

Tabela 4.6 - Resumo dos valores de força e deslocamento na cedência e na rotura para as vigas TSC3 e TSC5

Modelo	F_{sy} (kN)	M_{sy} (kN.m)	δ_{sy} (mm)	$F_{máx}$ (kN)	$M_{máx}$ (kN.m)	$\delta_{máx}$ (mm)
TSC3	108,5	54,3	17,99	118,6	59,3	24,56
TSC5	111,8	55,9	18,17	134,7	67,4	36,01

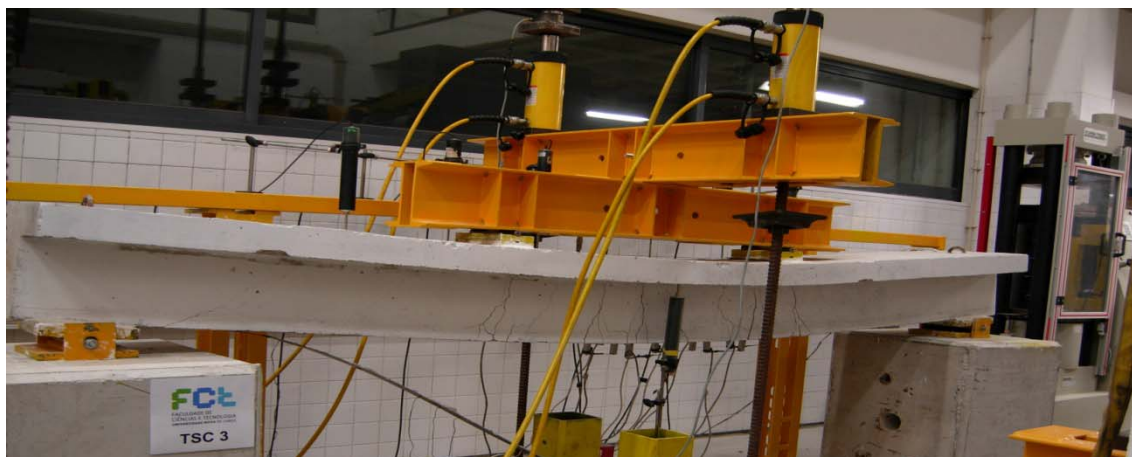


Figura 4.43 – Aspecto global da viga TSC3 (EBR) após ensaio

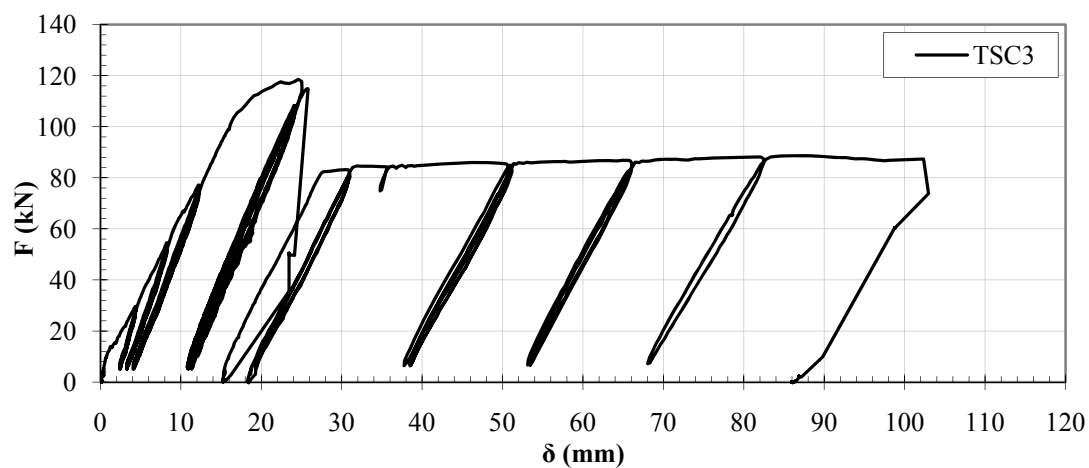


Figura 4.44 - Relação força vs deslocamento para a viga TSC3

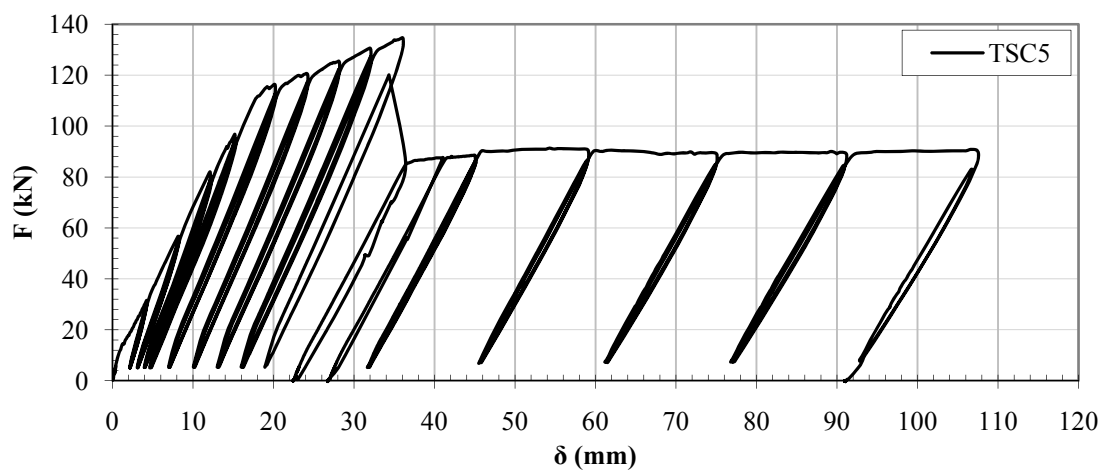


Figura 4.45 - Relação força vs deslocamento para a viga TSC5

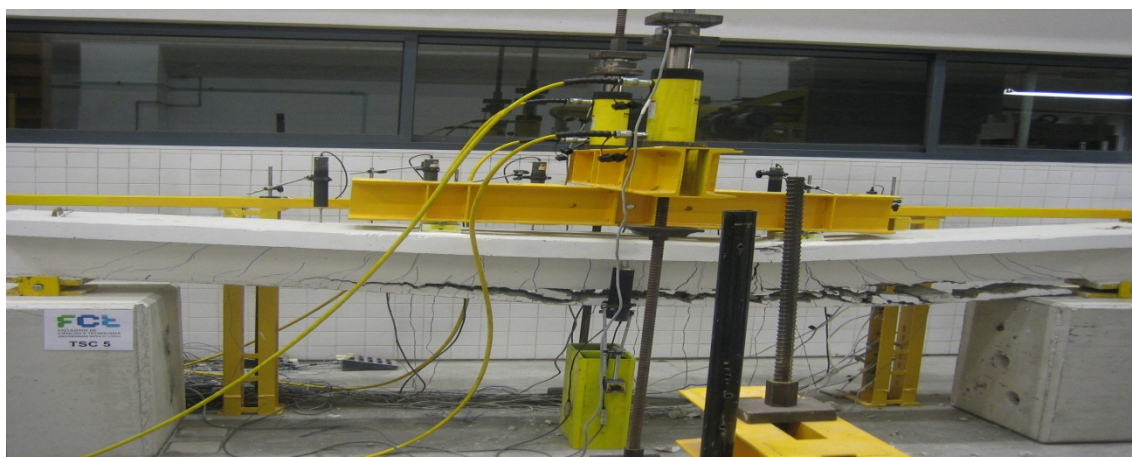


Figura 4.46 - Aspecto global da viga TSC5 (NSMR) após ensaio

4.7.2.2. Deslocamento

Apresenta-se de seguida a deformada dos modelos ensaiados em função da força instalada em diversos patamares. Possibilita-se, deste modo, uma análise global das deformações verticais dos diferentes provetes ensaiados. Dada a natureza cíclica do ensaio, importa referir que os patamares de força dizem respeito à deformação no primeiro instante em que determinado valor de carga é atingido.

Tabela 4.7 - Valores do deslocamento a meio vão ao longo do carregamento para as vigas TSC1, TSC3 e TSC5

F [kN]	δ_{TSC1} (mm)	δ_{TSC3} (mm)	δ_{TSC5} (mm)
10	1,04	0,79	0,58
20	3,33	2,62	2,24
30	5,24	4,62	3,85
40	7,04	6,03	5,43
50	9,06	7,63	6,86
60	10,85	9,13	8,60
70	12,91	11,02	9,97
80	15,06	12,97	11,48
85,5	16,79	14,48	13,50
100	-	16,15	15,75
110	-	18,56	17,26
118,6	-	24,56	22,24
120	-	-	23,56
130	-	-	31,52
134,7	-	-	36,01

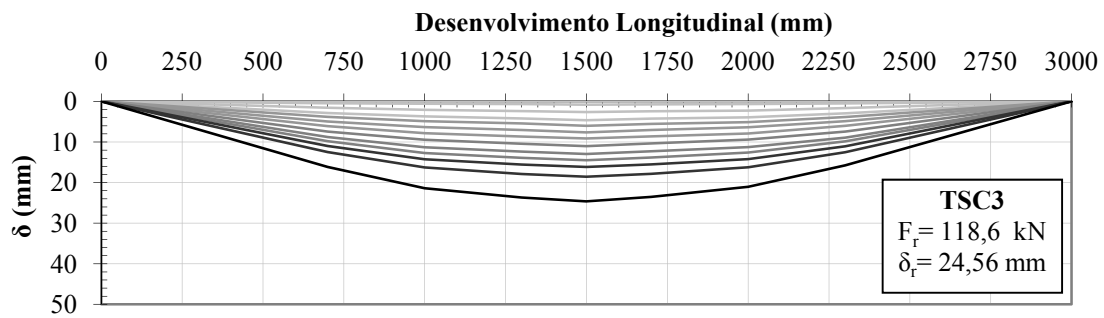


Figura 4.47 - Sequência da deformação do modelo TSC3 (EBR)

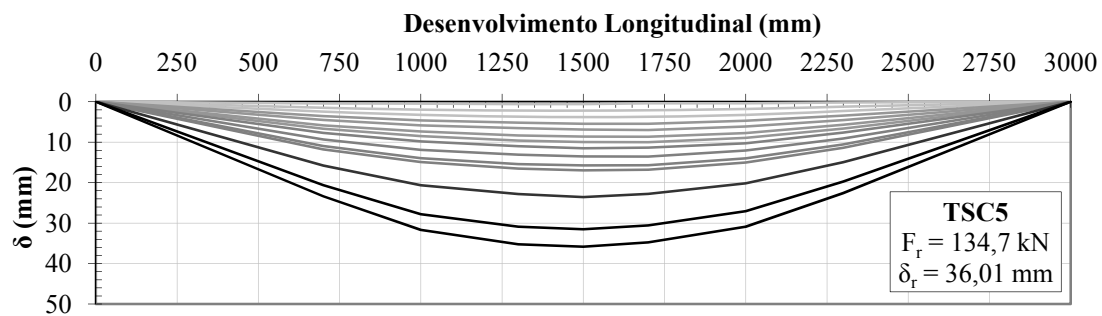


Figura 4.48 - Sequência da deformação do modelo TSC5 (NSMR)

4.7.2.3. Extensão no laminado de CFRP

Apresentam-se de seguida os resultados relativos à extensão no laminado de CFRP ao longo do carregamento cíclico dos modelos ensaiados. À semelhança dos dados apresentados anteriormente, também estes dizem respeito à extensão por patamar de força no primeiro momento em que esse valor de força é atingido.

Tabela 4.8 - Resumo dos dados relativos à extensão no laminado de CFRP para as vigas TSC3 e TSC5

Modelo	$\epsilon_{f,ys}$ (‰)	$\epsilon_{f,R}$ (‰)	η_f (%)
TSC3	4,4	6,1	62
TSC5	3,8	8,9	86



Figura 4.49 - Pormenor da rotura do sistema de reforço da viga TSC3 (EBR)

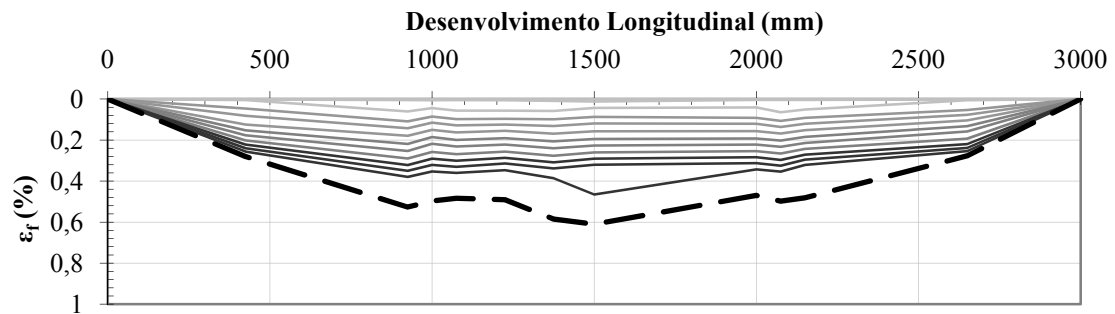


Figura 4.50 - Sequência do desenvolvimento da extensão no laminado de CFRP do modelo TSC3 (EBR)

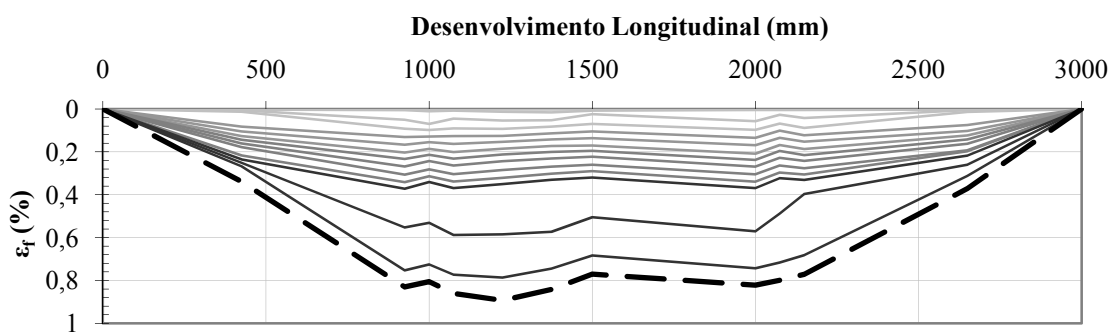


Figura 4.51 - Sequência do desenvolvimento da extensão no laminado CFRP do modelo TSC5 (NSMR)



Figura 4.52 - Pormenor da rotura do sistema de reforço da viga TSC5 (EBR)

4.7.2.4. Coeficiente de reforço efectivo *versus* drift

À semelhança dos resultados dos ensaios monotónicos, apresentam-se de seguida os dados referentes à relação entre o coeficiente de reforço efectivo e o drift dos modelos ensaiados ciclicamente. Na tabela 4.7 é apresentado um resumo da mesma informação.

Tabela 4.9 - Valores de momento flector e coeficiente de reforço efectivo para as vigas TSC3 e TSC5

Modelo	M_y (kN.m)	$M_{máx}$ (kN.m)	ρ_y (-)	ρ_u (-)
TSC3	54,3	59,3	1,27	1,39
TSC5	55,9	67,4	1,31	1,58

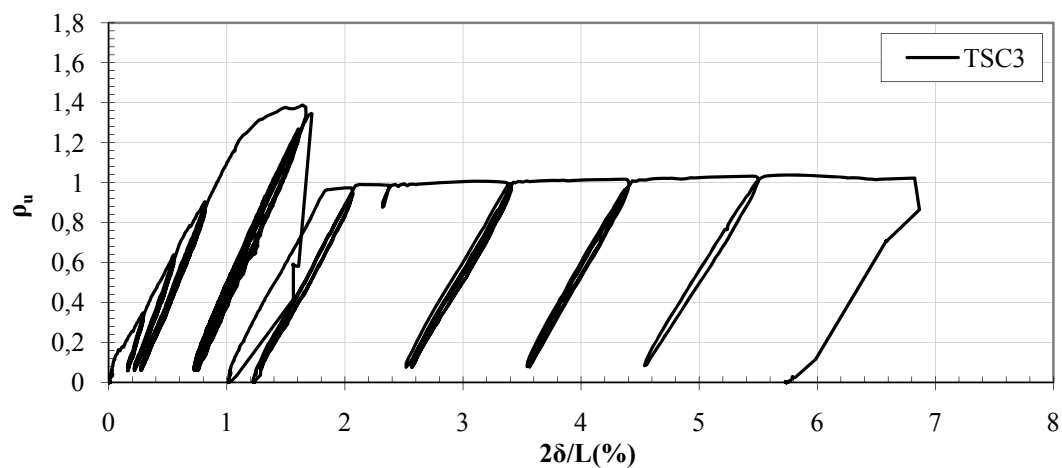


Figura 4.53 - Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para o modelo TSC3 (EBR)

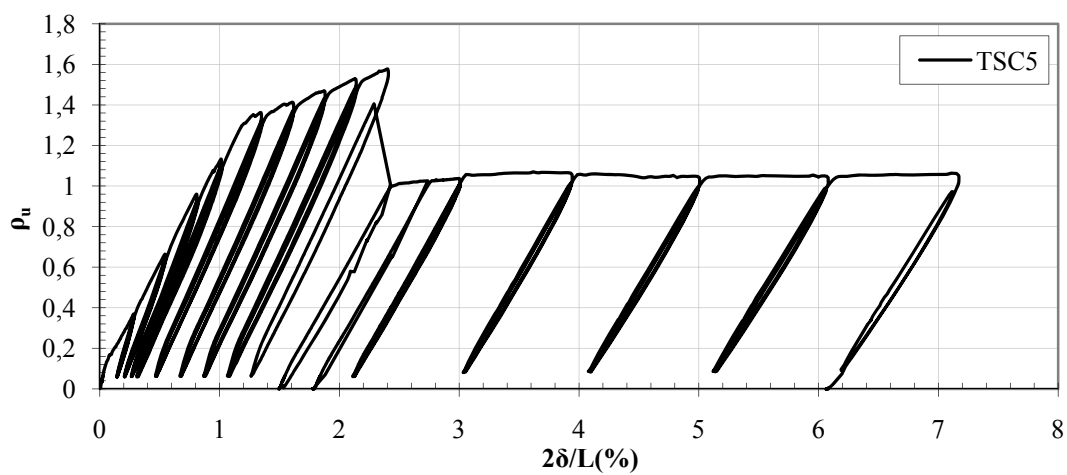


Figura 4.54 - Relação coeficiente de reforço efectivo vs drift para o modelo TSC5 (NSMR)

Capítulo 5

Análise dos resultados experimentais

5.1. Aspectos gerais

No presente capítulo é feita a análise dos resultados obtidos nos ensaios experimentais, apresentados anteriormente no presente documento. Procura-se, através desta análise, obter informações relativamente ao comportamento das vigas ensaiadas, bem como, a obtenção de dados que permitam uma comparação quantitativa entre os diferentes factores que influem no comportamento dos diferentes sistemas de reforço.

De modo a estruturar a análise, esta será apresentada por factor em estudo. Numa primeira fase serão apresentados apenas os dados relativos aos ensaios monotónicos, seguidos dos ensaios cíclicos. Numa última fase, apresentam-se então os resultados de todos os ensaios realizados, independentemente do sistema de reforço ou da natureza do carregamento.

5.2. Força *versus* deslocamento

A análise dos dados relativos à relação Força vs Deslocamento dos ensaios é de extrema importância para a compreensão do comportamento das diferentes soluções. Esta será apresentada de modo cronológico, relativamente aos ensaios realizados. A análise dos dados relativos à relação força *versus* deslocamento será feita separadamente para os seguintes regimes apresentados na figura 5.1.

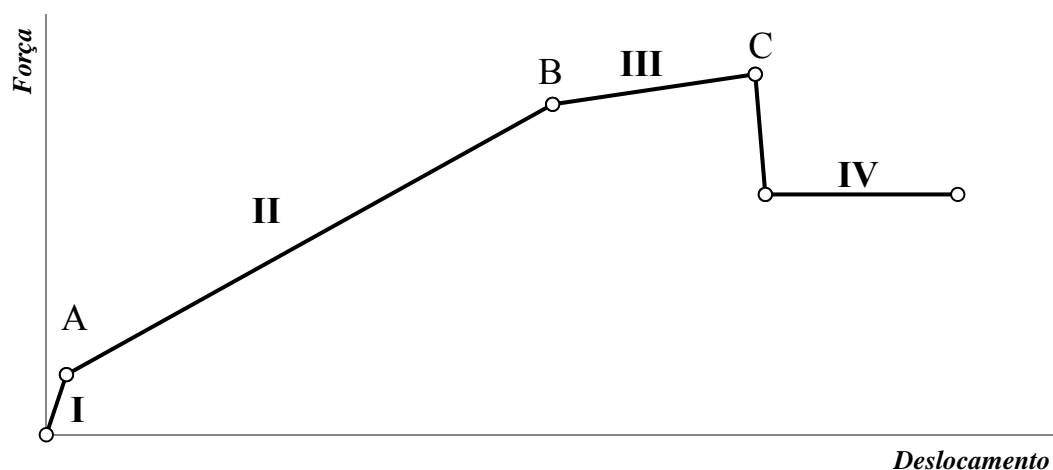


Figura 5.1 – Regimes de comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão

- I. Comportamento elástico dos materiais
- II. Regime de pós-fendilhação (Aço e FRP em regime elástico)
- III. Regime de pós-fendilhação (FRP em regime elástico e Aço em regime plástico)
- IV. Regime de pós-rotura

Em que se destacam os pontos notáveis:

- A. Fissuração do betão
- B. Cedência das armaduras
- C. Rotura

I. Comportamento elástico dos materiais

A análise da relação força *versus* deslocamento em regime elástico reveste-se de dificuldades particulares, dado que, resultantes dos níveis força a que se encontram, a sensibilidade dos equipamentos utilizados (nomeadamente das células de carga) não é suficiente. Por outro lado, os momentos iniciais de um ensaio experimental podem ser sujeitos a perturbações devidas a possíveis folgas no sistema de ensaio, resultando em deturpações dos resultados obtidos. Deste modo, a obtenção de dados para a análise do comportamento elástico dos materiais não foi, no presente trabalho, possível.

A. Fissuração do betão

No que diz respeito ao momento de fendilhação das vigas, verificou-se, entre a viga de referência TSC1 ($M_{cr} = 3,2 \text{ kNm}$) e as restantes TSC2 ($M_{cr} = 5,1 \text{ kNm}$) e TSC4 ($M_{cr} = 4,9 \text{ kNm}$) um aumento de 59% na viga TSC2 (EBR) e de 53% na viga TSC4 (NSMR). Este facto pode ser explicado pela presença adicional de material resistente de elevada rigidez nos modelos TSC2 e TSC4, levando a uma redução global das tensões na área traccionada da secção e a um consequente retardamento da fendilhação. A ligeira diferença entre os valores relativos às vigas TSC2 e TSC4 podem ser explicados pelo facto da área de material compósito não ser exactamente a mesma nos dois casos, bem como pela diferença ao nível do braço do momento, que é superior no caso da viga TSC2.

Importa referir que, dada a dificuldade da determinação exacta do momento de fendilhação das secções, os mesmos foram calculados de forma aproximada através do estudo do declive da relação força-deslocamento. De referir ainda que a comparação entre o momento de fendilhação de cálculo ($M_{cr} = 4,6 \text{ kNm}$) e o momento de fendilhação da viga TSC1 ($M_{cr, TSC1} = 3,2 \text{ kNm}$) obtido experimentalmente revela uma discrepância considerável. Este facto pode ter explicação no facto de se tratarem de níveis de força extremamente reduzidos, extremamente afastados da sensibilidade usual para os cilindros de carga e respectivas células de carga (tendo em conta os limites máximos dos mesmos), bem como por discrepâncias nas próprias propriedades do betão.

II. Regime de pós fendilhação (Aço e FRP em regime elástico)

Tendo em conta que em condições de serviço as estruturas de betão armado se encontram no regime de pós-fendilhação (excepção feita às estruturas de betão armado pré-esforçado), a análise do mesmo regime reveste-se de extrema importância para o processo de dimensionamento.

Após a fissuração das vigas, são claras as diferenças relativamente à rigidez dos diferentes modelos ensaiados. De modo análogo à análise do momento de fendilhação, a presença de material compósito nos modelos TSC2 e TSC4 conduziu a um aumento da rigidez dos mesmos quando comparados com a viga de referência. De igual modo, as diferenças verificadas entre ambos os modelos reforçados deveu-se aos motivos apresentados anteriormente, confirmando a influência da posição do laminado no comportamento dos sistemas.

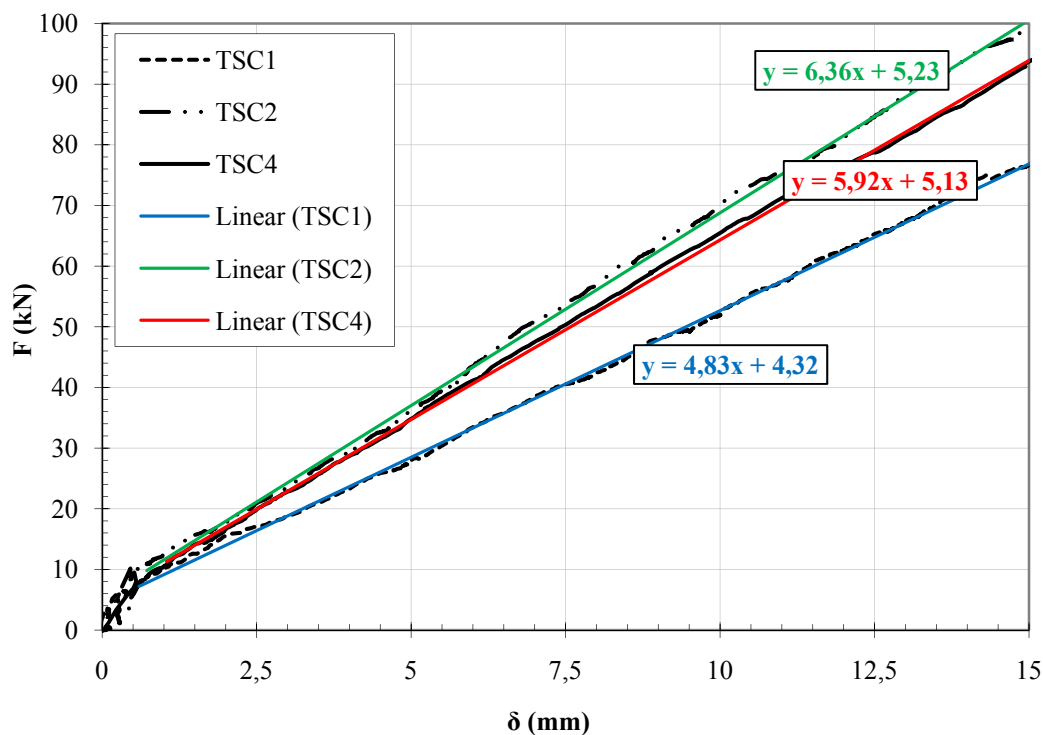


Figura 5.2 - Rígidez das vigas ao longo do regime de pós-fendilhação

B. Cedência das armaduras

Da análise da tabela 4.2 constata-se que no instante de cedência das armaduras, as vigas TSC2 e TSC4 verificam um incremento de resistência de 25,8% e 21,8% respectivamente em relação à viga de referência. Por outro lado, o incremento da deformação na cedência situou-se em 1,1% e 1,3% respectivamente. Os valores referentes ao instante de cedência das armaduras revelam especial importância quando se têm em conta as condicionantes de dimensionamento em situações reais, em que a cedência das armaduras representa o limite de utilização das estruturas.

III. Regime de pós-cedência (FRP em regime elástico e Aço em regime plástico)

O comportamento pós-cedência revelou-se como a principal diferença entre os dois modelos de reforço. A ductilidade dos sistemas foi claramente distinta, sendo que a rotura se deu para valores de deslocamento a meio-vão de 22,65mm e 39,02mm respectivamente para as vigas TSC2 e TSC4. Facilmente se compreende que o comportamento do sistemas NSMR (viga TSC4) é substancialmente melhor, especialmente quando se tem em conta o incremento de força entre a situação de cedência das armaduras e de colapso de cada um dos sistemas, que para a

viga TSC2 foi de 6,6% e para a viga TSC4 de 24,6%. Estas diferenças ficaram a dever-se à rotura prematura do sistema de reforço utilizado na viga TSC2.

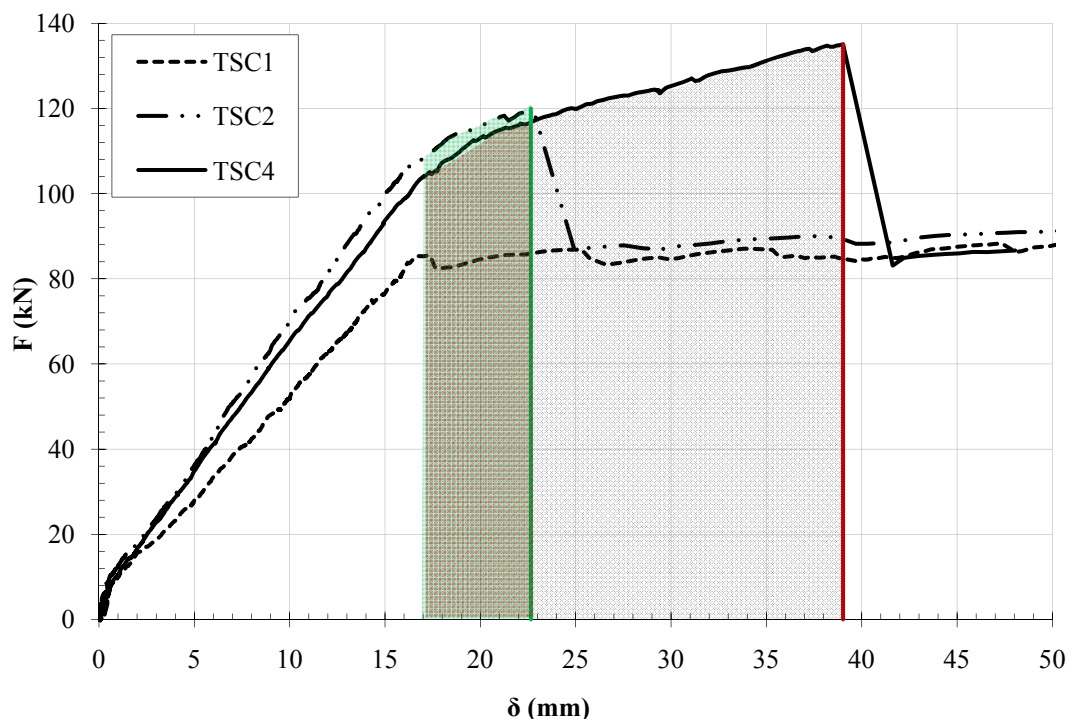


Figura 5.3 - Força vs deslocamento em regime de pós-cedência das vigas TSC1, TSC2 e TSC4

C. Rotura

O valor da força para o qual se deu rotura foi consideravelmente diferente em ambos os sistemas. O incremento registado na viga TSC2 (EBR) foi de 39,3% e na viga TSC4 (NSMR) de 58,1% quando comparados com o valor de cedência das armaduras da viga TSC1.

Na viga TSC2 (EBR), problemas de aderência na interface entre o laminado de carbono e o substrato de betão conduziram à rotura prematura do sistema por destacamento do material de reforço, com as reais capacidades do CFRP a serem consideravelmente sub-aproveitadas. Trata-se de um modo de rotura extremamente frequente em sistemas de reforço EBR sendo que se encontra descrito em todos os principais documentos técnicos da área.



Figura 5.4 – Pormenor da rotura do ensaio da viga TSC2

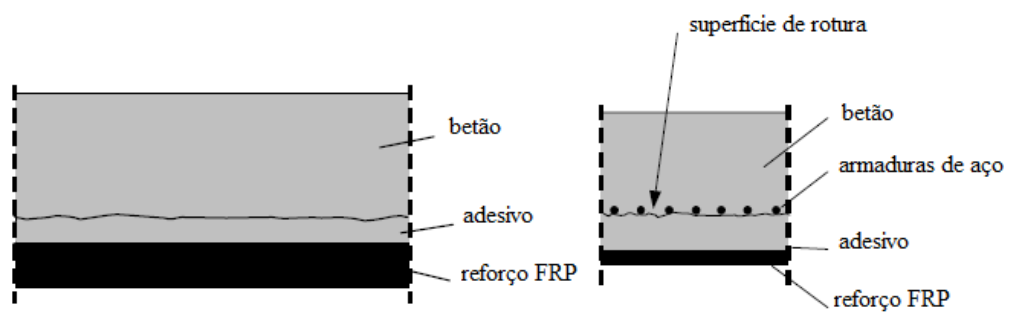


Figura 5.5 – Superfície de rotura de sistemas de reforço por perda de acção do material compósito, adaptado de [44]

Por seu lado, a viga TSC4 (NSMR) não verificou quaisquer problemas com origem na aderência da interface reforço-betão, tendo a rotura ficado a dever-se à insuficiente capacidade do betão de recobrimento na transmissão de tensões, conduzindo a um aproveitamento mais eficaz do material compósito. O modo de rotura, tal como apresentado anteriormente, figura nos modos de rotura propostos pela FIB [44] para situações de perda de acção do material compósito.

Através da análise da figura 5.7 pode verificar-se que parte do material adesivo se manteve colado ao substrato de betão, pelo que deficiências na ligação entre o laminado de CFRP e o material adesivo podem ter sido a causa do destacamento do material de reforço.

A rotura de ambas as vigas reforçadas ocorreram de forma frágil, sem qualquer tipo de aviso, característicos deste tipo de sistemas de reforço.

IV. Regime de pós-rotura

Na pós-rotura, as vigas TSC2 e TSC4 asseguraram a resistência mínima igual à verificada na viga de referência TSC1, proveniente da resistência das armaduras longitudinais das mesmas.

Os resultados dos ensaios de carácter cíclico permitem alargar a análise dos resultados tendo em conta a influência dos ciclos de carregamento nos materiais intervenientes, podendo afirmar-se que para os sistemas de reforço em estudo a natureza cíclica das cargas tem pouca influência na respectiva resistência dos mesmos. Como os dados da tabela 5.2 demonstram, não existem disparidades consideráveis ao nível da força, quer no instante de cedência das armaduras como no que diz respeito à resistência máxima atingida. Ao nível dos deslocamentos, as diferenças variam, atingindo variações de 8,43% relativamente ao sistema EBR e de 7,71% ao sistema NSMR respectivamente, para o instante de colapso. O comportamento pós-rotura seguiu o comportamento anteriormente já observado nos ensaios das vigas TSC2 e TSC4 respectivamente.

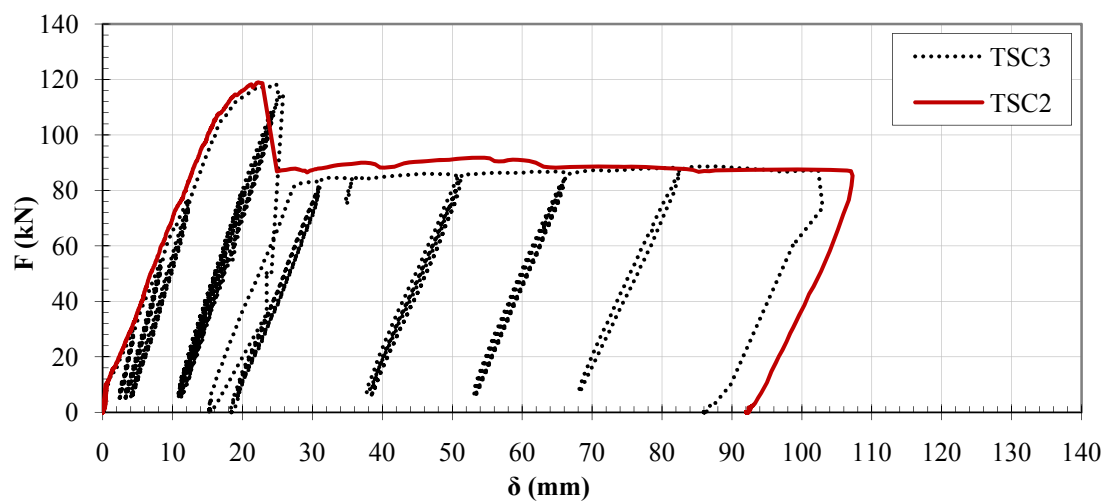


Figura 5.6 - Relação Força vs Deslocamento para as vigas TSC2 e TSC3

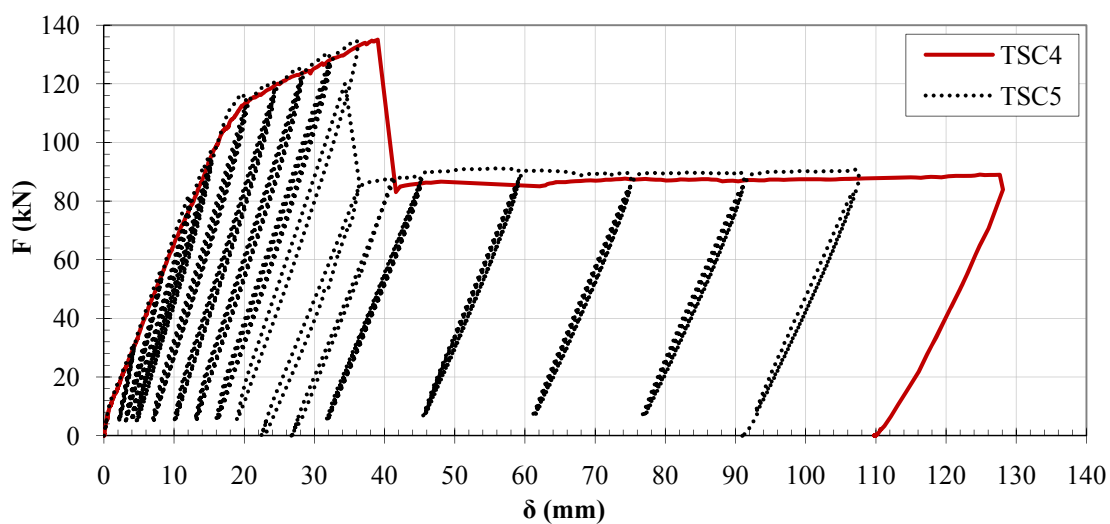


Figura 5.7 - Relação Força vs Deslocamento para as vigas TSC4 e TSC5

Tabela 5.1 – Comparação dos resultados monotônicos e cíclicos nos diferentes sistemas

Sistema	Viga	F_{Sy} (kNm)	ΔF_{Sy} (%)	δ_{Sy} (mm)	$\Delta \delta_{Sy}$ (%)	F_{max} (kNm)	ΔF_{Fmax} (%)	δ_{Fmax} (mm)	$\Delta \delta_{Fmax}$ (%)
EBR	TSC2	111,6	-	16,97	-	119,0	-	22,65	-
	TSC3	108,5	-2,78	17,49	+3,06	118,6	-0,34	24,56	+8,43
NSMR	TSC4	108,4	-	17,00	-	135,1	-	39,02	-
	TSC5	111,8	+3,14	18,17	+6,88	134,7	-0,30	36,01	-7,71

5.3. Deslocamento

O deslocamento vertical registado ao longo do comprimento das vigas ensaiadas permite obter informações importantes, referentes ao comportamento global dos sistemas. Dada a sua relação directa com a rigidez, com a geometria de aplicação das cargas bem como com os materiais constituintes dos provetes, a deformada dos provetes ensaiados é por isso um importante ponto de análise dos ensaios levados a cabo. A informação será apresentada para diferentes instantes, sendo que numa primeira fase serão analisados os valores do deslocamento relativos à força para a qual se dá a cedência das armaduras da viga de referência TSC1 e posteriormente, relativos à situação de rotura de cada um dos ensaios.

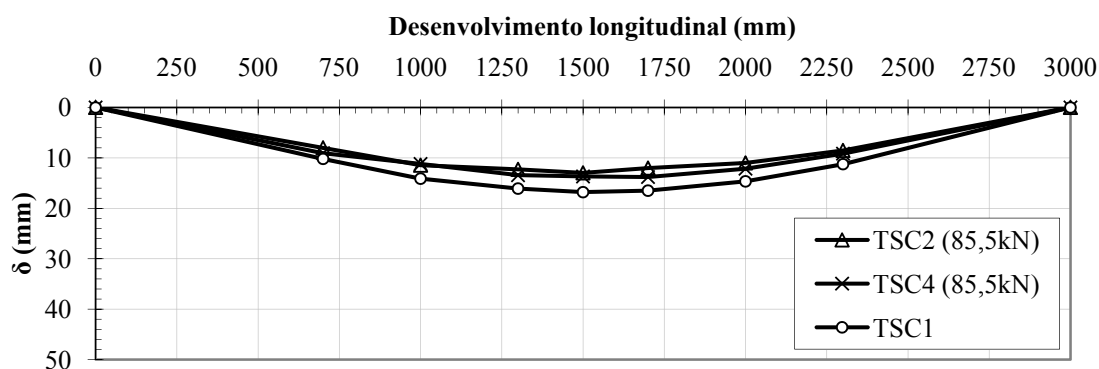


Figura 5.8 – Deformação das vigas TSC1, TSC2 e TSC4 para o instante de cedência das armaduras da viga de referência TSC1

Através da análise dos gráficos da figura 5.4 torna-se clara a influência do reforço na rigidez dos elementos. Para o mesmo valor de força ($F = 85,5$ kN), ambas as vigas reforçadas apresentam deformações sensivelmente inferiores às verificadas pela viga referência TSC1, apresentadas na tabela 5.3. Este facto fica a dever-se à diferença de rigidez entre as diferentes vigas, sendo que as vigas foram reforçadas com sensivelmente a mesma quantidade de reforço e apresentam por isso deformações semelhantes.

Tabela 5.2 – Valores relativos ao deslocamento dos provetes TSC1, TSC2 e TSC4 para $F = 85,5$ kN

Viga	F (kN)	$\delta_{F=85,5\text{kN}}$ (mm)	$\Delta\delta_{F=85,5\text{kN}}$ (%)
TSC1		17,36	-
TSC2	85,5	12,96	-25,3
TSC4		13,68	-21,2

O comportamento pós-cedência caracteriza-se por deslocamentos de elevada amplitude, quando comparados com os mesmos na fase de pré-cedência. Deste modo, com o objectivo de compreender a influência da cedência das armaduras na deformada das vigas, bem como de obter informações sobre a deformada na rotura, apresentam-se na figura 5.5 dados relativos à deformada das vigas TSC2 e TSC4 no respectivo instante de rotura das armaduras, bem como no respectivo instante de rotura dos sistemas de reforço.

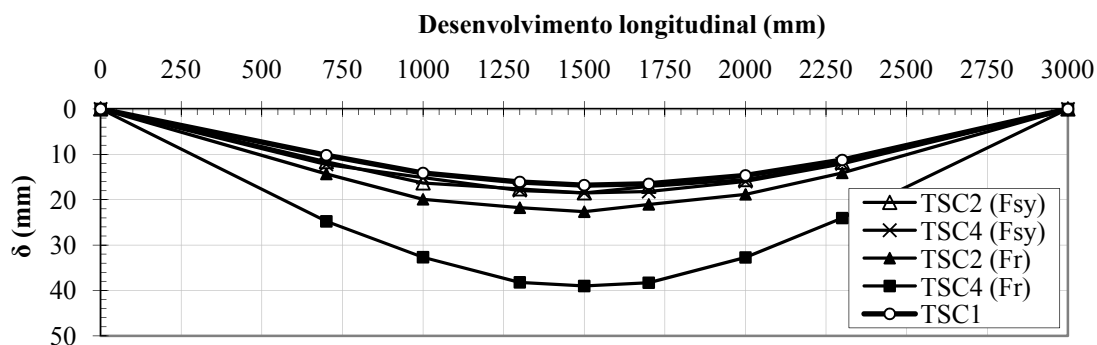


Figura 5.9 - Deformadas das vigas TSC1, TSC2 e TSC4 para os respectivos instantes de cedência das armaduras e de rotura dos sistemas

Enquanto na cedência as vigas apresentam uma deformação da mesma ordem de grandeza, a rotura das vigas já evidencia diferenças substanciais ao nível das deformadas. O incremento de deformação no intervalo referido para o modelo TSC2 situou-se na ordem dos 33,5% da deformada na cedência, enquanto que no modelo TSC4, esta situou-se na ordem dos 129,5%. Esta diferença ficou a dever-se à rotura prematura do sistema de reforço EBR utilizado na viga TSC2, por destacamento do material compósito. Pese embora a natureza frágil de ambas as roturas, torna-se clara a maior ductilidade que o sistema NSMR permite até à situação de rotura, contrariamente ao sistema utilizado na viga TSC2 que oferece um intervalo de deformação extremamente reduzido entre a cedência das armaduras e a rotura da viga.

Tabela 5.3 – Valores do deslocamento máximo vertical entre o instante de cedência das armaduras e o colapso do sistema de reforço dos modelos TSC2 e TSC4

Vigas	δ_{sy} (mm)	δ_R (mm)	$\Delta(\delta_R - \delta_{sy})$ (%)
TSC1	17,36	-	-
TSC2	16,97	22,65	33,5
TSC4	17,00	39,02	129,5

Nos ensaios com carregamento cíclico, as variações ao nível da deformada são também notórias, como pode ser visto nas figuras 5.14 e 5.15. No caso do sistema de reforço EBR

(TSC2 e TSC4) as diferenças apenas se verificam para a rotura, sendo que no instante de cedência das armaduras a discrepância de valores é residual. Como esperado, a viga TSC3 obteve rotura para um deslocamento maior (aproximadamente 10% superior), resultado da natureza cíclica do carregamento. No caso do sistema de reforço NSMR (TSC3 e TSC5), a análise dos dados revela uma redução dos deslocamentos máximos, tanto na cedência como na rotura, para o caso dos ensaios cíclicos. Estes, contudo, apresentam variações inferiores a 10%, pelo que não se consideram representativos de uma tendência, sendo necessário para o efeito realizar mais ensaios. Os valores supra-discutidos podem ser detalhadamente consultados na tabela 5.2.

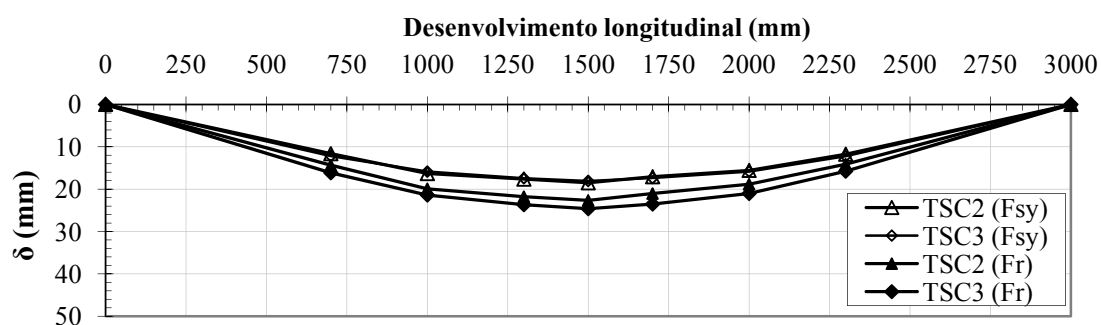


Figura 5.10 - Deformadas das vigas TSC2 e TSC3 para os respectivos instantes de cedência das armaduras e rotura

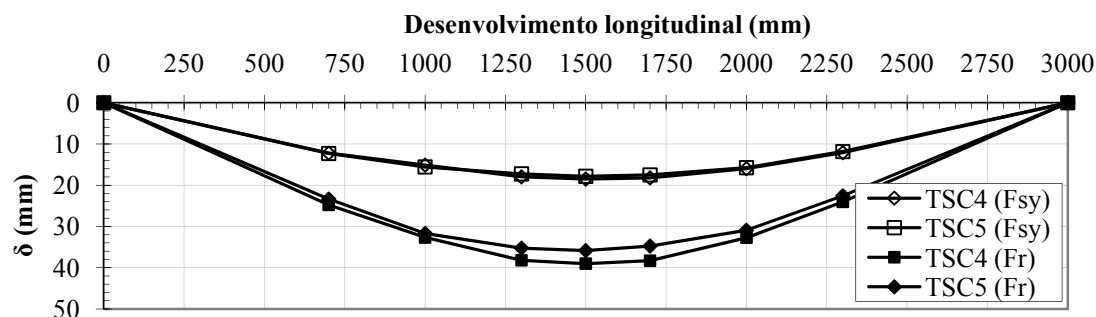


Figura 5.11 – Deformadas das vigas TSC4 e TSC5 para os respectivos instantes de cedência das armaduras e rotura

5.4. Extensão no laminado de CFRP

O controlo do valor de extensão no laminado de material compósito é de extrema importância na aferição da real eficácia do respectivo sistema de reforço, sendo que através deste se torna possível determinar com exactidão o nível de utilização efectivo do FRP. De seguida, apresentam-se os dados relativos aos valores de extensão ao longo do desenvolvimento longitudinal das vigas ensaiadas e, numa fase posterior, a comparação entre os valores de extensão para os diferentes ensaios ao longo do tempo.

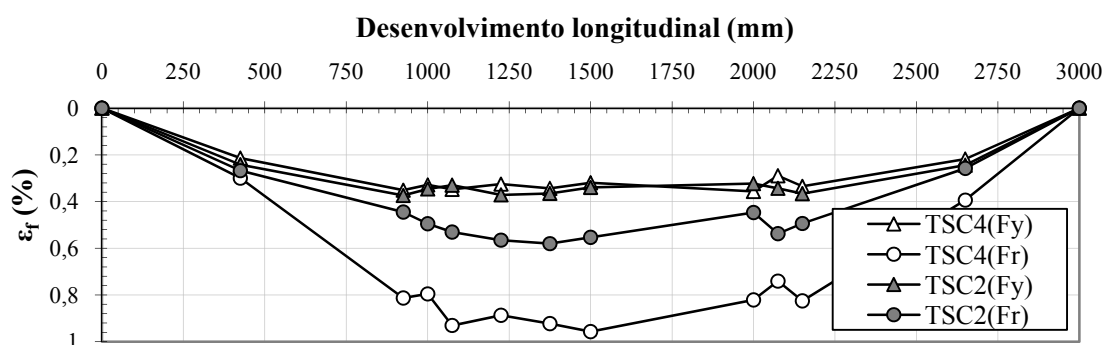


Figura 5.12 - Extensão no CFRP ao longo do desenvolvimento longitudinal das vigas TSC2 e TSC4 para os respectivos instantes de cedência das armaduras e colapso

A figura 5.16 torna claras as diferenças no que ao nível de utilização do material compósito diz respeito. No instante de cedência das armaduras os dois sistemas apresentam valores de extensão semelhantes ao longo de todo o comprimento da viga (situação expectável, dada a similaridade na quantidade de CFRP de ambos os sistemas). Ao nível do instante de rotura, a diferença entre ambos é evidente. Ao passo que o laminado da viga TSC2 apenas atingiu uma extensão de 0,58% (cerca de 55,2% da extensão de rotura média do laminado), na viga TSC4 o mesmo valor atingiu os 0,96% (cerca de 93,2% da extensão de rotura média do laminado). Trata-se, do ponto de vista da eficácia dos sistemas, de uma diferença significativa, verificando que o sistema de reforço NSMR utilizado provou ser capaz de conduzir o laminado a uma situação de quase rotura sem que ocorressem situações de rotura prematura, permitindo a utilização da quase totalidade do material compósito até à rotura global do sistema. Por sua vez, o sistema EBR verificou um aproveitamento de apenas 58% das capacidades do laminado, até à ocorrência do destacamento do mesmo. Trata-se de um valor de extensão baixo, quando se têm em conta as principais recomendações de limitação de extensão existentes – Contudo, o mesmo poderá ter ocorrido devido a uma preparação da superfície de betão menos adequada ou a um deficiente procedimento de aplicação do laminado.

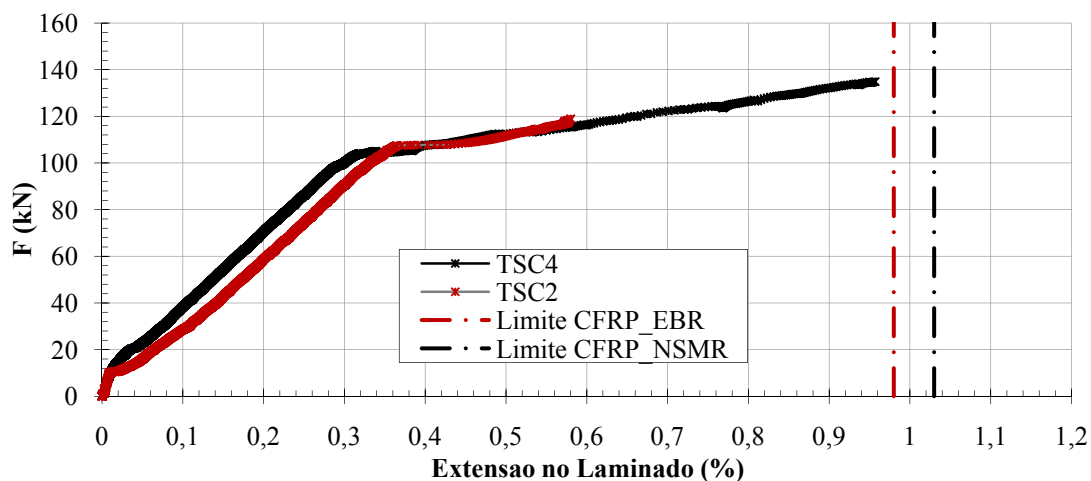


Figura 5.13- Evolução da extensão dos laminados a meio vão para os ensaios TSC2 e TSC4

A comparação entre os valores de extensão nos ensaios monotônicos e cíclicos não revela disparidades assinaláveis, como se pode verificar nas figuras 5.18 e 5.19.

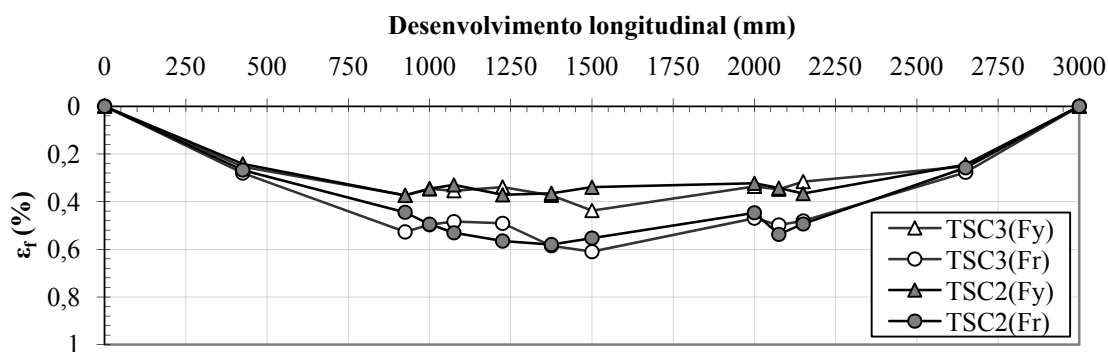


Figura 5.14 – Comparação da extensão no CFRP, na cedência e na rotura, ao longo do desenvolvimento longitudinal das vigas TSC2 e TSC3

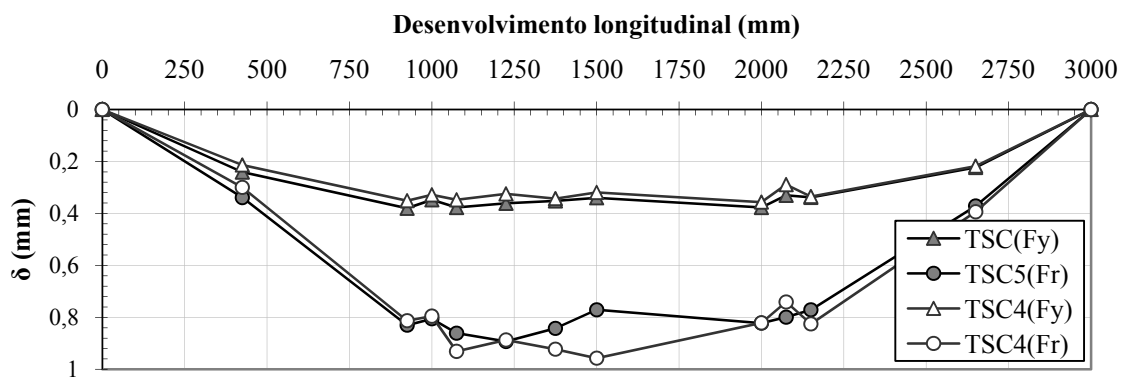


Figura 5.15 - Comparação da extensão no CFRP, na cedência e na rotura, ao longo do desenvolvimento longitudinal das vigas TSC4 e TSC5

5.5. Coeficiente de reforço efectivo *versus* drift

O coeficiente de reforço efectivo (ρ) permite fazer uma análise adimensional dos dados obtidos, comparando as diversas soluções de reforço. No presente caso, adoptou-se a situação de cedência das armaduras como unitária (sendo que sem reforço, esta seria a situação de força máxima das respectivas vigas), pelo que, a partir desse valor se contabiliza o reforço efectivo dos sistemas. A análise dos dados obtidos comprova a maior eficácia dos sistemas NSMR ($\rho_u = 1,58$), comparativamente ao reforço EBR ($\rho_u = 1,39$), quer ao nível do coeficiente de reforço efectivo, quer ao nível da ductilidade da resposta, obtendo-se um drift de 2,60% e 1,52% respectivamente.

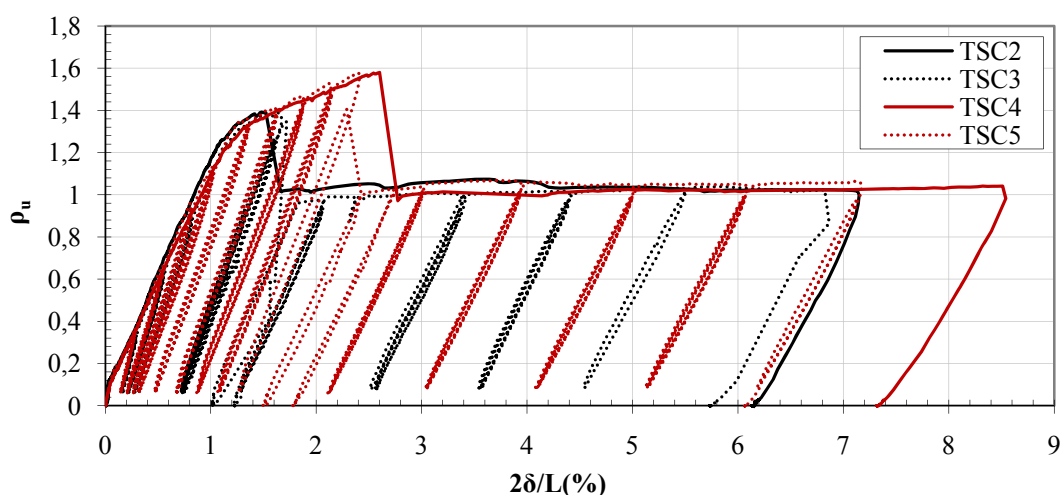


Figura 5.16 - Relação coeficiente de reforço efectivo *versus* drift para as vigas TSC2 e TSC4

A comparação entre as situações de carregamento monotónico e cíclico revela como desprezável o efeito deste tipo de cargas cíclicas aplicadas nas vigas reforçadas, dado que os valores do coeficiente de reforço efectivo obtidos nas duas situações foram exactamente os mesmos, não se verificando qualquer perda de capacidade de reforço. Na figura 5.20 apresentam-se as relações coeficiente de reforço efectivo *versus* drift para ambos os ensaios monotónicos e cíclicos.

Capítulo 6

Modelação numérica não-linear

6.1. Aspectos gerais

O desenvolvimento de modelos capazes de simular de modo satisfatório o comportamento de elementos de betão armado assume uma importância vital nos dias de hoje. Quer seja por motivos de economia de tempo ou de recursos, o desenvolvimento destes permite uma análise altamente eficiente de inúmeras situações, em quantidade ilimitada, que possibilitam a obtenção de uma quantidade de dados que, em muitos casos, seria impossível de obter por via de ensaios experimentais. Por outro lado, e no caso específico do reforço de elementos de betão armado com materiais compósitos, o desenvolvimento de modelos que permitam aos projectistas simplificar o processo de dimensionamento revela extrema importância para a definitiva introdução de materiais FRP na construção. No presente capítulo apresenta-se o modelo numérico desenvolvido no âmbito deste trabalho.

6.2. Introdução

A aplicação de métodos numéricos na análise de estruturas de betão armado não é recente. Já na década de sessenta se verificavam consideráveis esforços no desenvolvimento de modelos eficientes, que permitissem modelar os elementos estruturais de modo satisfatório [98]. Contudo, o caso específico da modelação de elementos reforçados com materiais compósitos veio trazer à comunidade técnica acrescidas dificuldades no campo da modelação, devendo-se

estas à necessidade da caracterização de uma nova interface de materiais, estes o material compósito e o betão de recobrimento da qual geralmente dependem os mecanismos de rotura de sistemas FRP. Como anteriormente referido neste trabalho, independentemente da abordagem seguida, inúmeros autores têm, ao longo das últimas décadas, vindo a produzir importantes esforços na caracterização das interfaces. Contudo, não obstante a importância dos estudos desenvolvidos na área, verificam-se, ao nível do dimensionamento de estruturas reforçadas com FRP, dificuldades em encontrar uma abordagem que permita conciliar ambos qualidade de resultados e recursos necessários á análise. Quer seja pela necessidade de elevados recursos técnicos (*software* e *know-how*) ou pela morosidade da análise, a modelação através de sistemas comuns (*software* comercial de modelação não-linear) verifica-se claramente desajustada às necessidades reais do projectista.

O presente modelo foi desenvolvido com o objectivo de conciliar ambas qualidade de resultados e economia de recursos, na procura de obter um modelo numérico que permitisse facilitar o dimensionamento deste tipo de estruturas. A aferição da qualidade da modelação foi feita através da comparação com os resultados obtidos nos ensaios experimentais realizados, anteriormente apresentados.

6.3. Modelo numérico

No objectivo de modelar numericamente o comportamento à flexão simples de vigas de betão armado reforçadas com materiais compósitos desenvolveu-se um modelo de fibras, em que a secção da viga foi dividida em elementos rectangulares, aos quais foram atribuídas leis constitutivas dos respectivos materiais que representam. Deste modo, para uma determinada solicitação das vigas, o modelo permite, de forma iterativa, o cálculo do campo de extensões axiais (e consequentemente o valor de força em cada elemento) que garantem o equilíbrio da secção. Assim, para uma determinada curvatura na secção (φ) e uma determinada deformação axial (ε_0), a deformação em qualquer um dos elementos é obtida através da equação de compatibilidade da secção (1). Através das respectivas leis constitutivas dos materiais (2 e 3) e, uma vez obtido o campo de deformações da secção, torna-se então possível determinar as correspondentes tensões nos elementos constituintes e o respectivo equilíbrio da mesma.

$$\varepsilon^i = \varepsilon_0 + \varphi \times y^i \quad (52)$$

$$N = \sum_{i=1}^{n_c} f_c^i \cdot A_c^i + \sum_{i=1}^{n_s} f_s^i \cdot A_s^i + \sum_{i=1}^{n_f} f_f^i \cdot A_f^i \quad (53)$$

$$M = \sum_{i=1}^{n_c} f_c^i \cdot A_c^i \cdot y_s^i + \sum_{i=1}^{n_s} f_s^i \cdot A_s^i \cdot y_s^i + \sum_{i=1}^{n_f} f_f^i \cdot A_f^i \cdot y_f^i \quad (54)$$

De modo a possibilitar a determinação do campo de extensões na secção, a hipótese de Bernoulli (de que as secções se mantêm planas após deformação), bem como uma distribuição linear das deformações entre cada elemento foram assumidas. A interface entre diferentes materiais, nomeadamente entre o betão de recobrimento e o material compósito, foram consideradas como perfeitamente rígidas. Embora esta última não represente uma limitação à modelação do comportamento em ambas as fases linear e pós-cedência, trata-se porém de uma limitação ao nível da determinação do instante de colapso, dada a natureza das roturas comuns em sistemas FRP. Por este motivo, adoptaram-se como critério de rotura dos sistemas, as propostas semi-empíricas presentes nos documentos regulamentares *bulletin* 14 [44] e ACI440R [1] para o caso de sistemas EBR, inserindo as limitações correspondentes no modelo numérico. No caso dos NSMR, não existem ainda quaisquer recomendações específicas em relação à limitação de extensões nos laminados por parte dos principais documentos da área. Deste modo, o modelo para o caso NSMR foi calculado até ao momento de rotura verificado experimentalmente, sem que tivesse havido a introdução de um critério de rotura no modelo.

6.4. Leis constituintes dos materiais

Sendo estes os responsáveis pela distribuição de tensões ao longo da secção, os modelos constituintes dos materiais representam um ponto fulcral na eficácia da modelação. De modo a otimizar a eficácia da modelação, estes devem ser escolhidos de forma criteriosa, adaptando os mesmos às especificidades da situação em questão. A não-linearidade da análise, bem como o facto da mesma apenas ter sido desenvolvida para casos de solicitação monotónica foram alguns dos critérios considerados. Os modelos adoptados tiveram por base os valores obtidos na caracterização dos materiais, presentes no Capítulo 3 do presente trabalho.

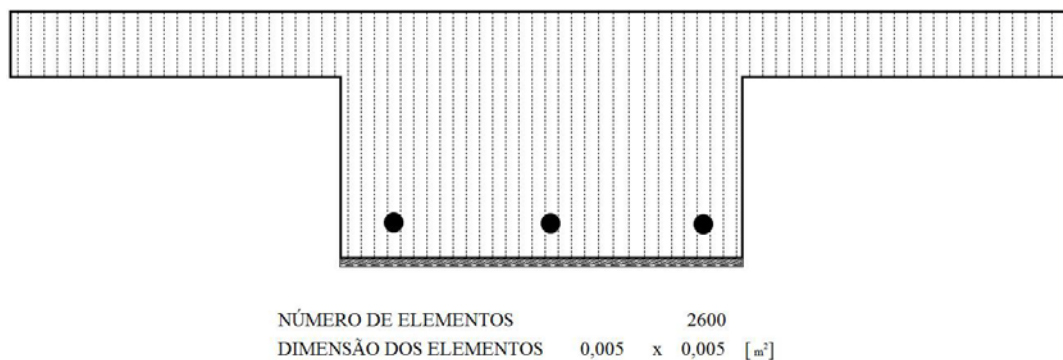


Figura 6.1 - Interface gráfico do modelo numérico desenvolvido.

6.4.1. Aço

A relação que traduz o comportamento do aço (tanto em situações de tracção como de compressão) é função directa do processo de fabrico, sendo que a presença do patamar de cedência depende do mesmo. Tendo em conta esta variabilidade, ao longo das últimas décadas vários modelos de comportamento do aço foram desenvolvidos, de modo a obter relações que permitam simular com precisão o comportamento do mesmo. Assim, dada a diversidade de modelos existentes, importa estudar, de modo criterioso, o modelo que melhor se adequa à simulação de determinada situação.

Tendo em conta que a armadura longitudinal (predominante para o estudo do comportamento à flexão) utilizada nas vigas ensaiadas era constituída por aço laminado a quente, o modelo tri-linear de Park-Paulay (1975) foi adoptado.

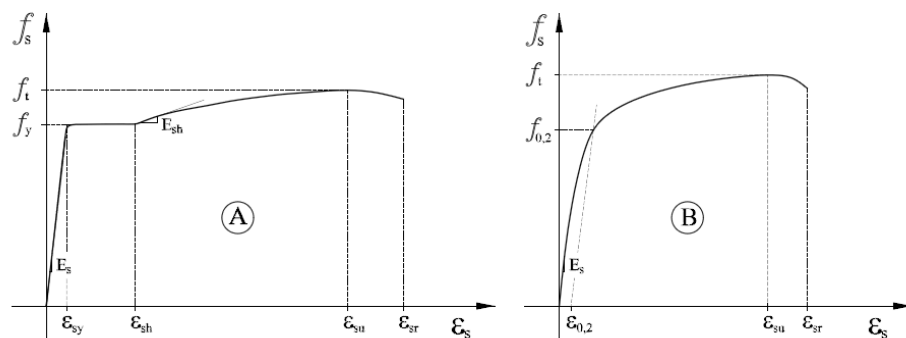


Figura 6.2 - Diagramas tensão vs deformação de varões de aço laminados a quente (A) e endurecidos a frio (B).

O modelo proposto por Park-Paulay trata-se de um modelo tri-fásico, em que os ramos elástico, de cedência e de endurecimento do aço são modelados. Apresentam-se de seguida as respectivas relações dos diferentes ramos.

Ramo Elástico (AB)

$$f_s = E_s \times \varepsilon_s \quad (55)$$

Patamar de Cedência (BC)

$$f_s = f_y \quad (56)$$

Patamar de Endurecimento (CD)

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (57)$$

com:

$$m = \frac{\frac{f_t}{f_y}(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (58)$$

e

$$r = (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}) \quad (59)$$

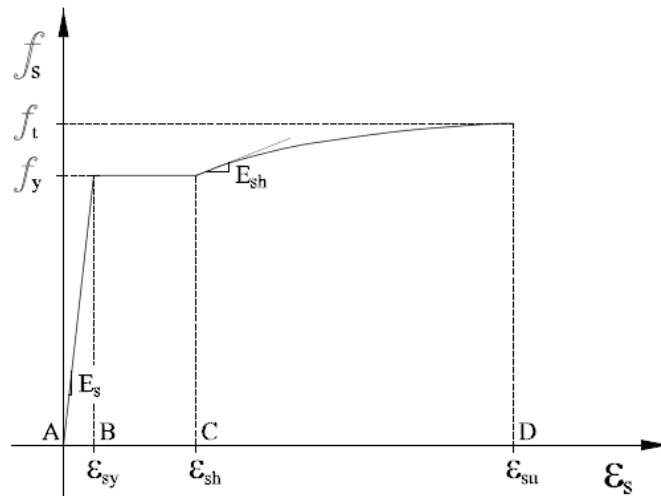


Figura 6.3 - Diagrama tensão vs deformação de acordo com o modelo de Park-Paulay (1995)

6.4.2. Betão

Ao contrário do aço, o comportamento do betão é caracterizado por uma significativa homogeneidade no tipo de resposta quando submetido tanto a acções de tracção como de compressão. Este trata-se de um material frágil, cuja deformação em compressão se dá em regime inelástico devido a fenómenos de microfendilhação. Contudo, a restrição da deformação transversal de elementos de betão (também conhecida por confinamento) quando sujeitos a compressão axial conduz a um aumento de resistência, deformação e, por conseguinte, de ductilidade dos elementos; tratando-se, por isso, de uma possível fonte de variação no comportamento do betão. Deste modo, por forma a adequar o modelo do comportamento do betão ao estudo em questão adoptou-se, numa primeira abordagem, o modelo de betão confinado de Mander, Priestley e Park (1988) de modo a perceber a influência do confinamento nos ensaios produzidos. Tendo-se verificado a inaplicabilidade do modelo à situação em estudo (dada a ausência de confinamento efectivo garantido pelas armaduras presentes), optou-se então pela escolha do modelo de comportamento de betão simples destinado a análises não-lineares presente no Eurocódigo 2 [88] (ao qual foi adicionada a definição do comportamento do betão a acções de tracção, linear até à rotura ($f_{ct} = E_c \cdot \varepsilon_c$)). Para valores de $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$, o comportamento do betão é então dado pelas expressões:

$$\frac{f_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (60)$$

em que:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (61)$$

e

$$k = 1,1 E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (62)$$

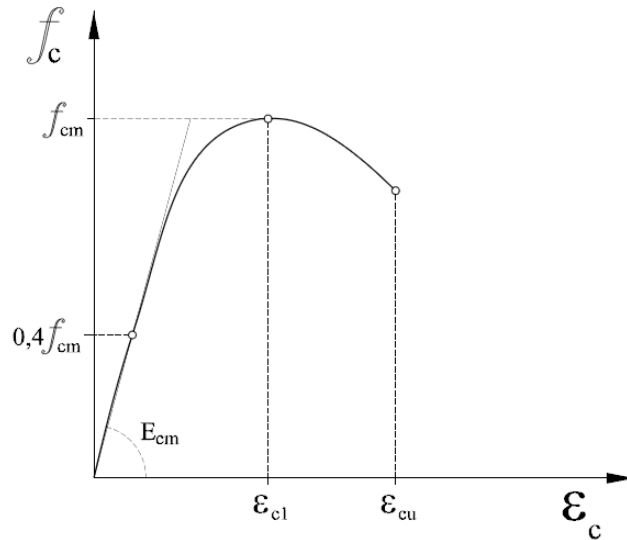


Figura 6.4 - Modelo de betão simples para análise não-linear proposto no Eurocódigo 2 (2002)

6.4.3. Compósitos de CFRP

O comportamento de compósitos FRP não oferece dificuldades à modelação dos mesmos, tendo em conta que apresentam um comportamento elástico-linear até ao momento de rutura. Torna-se possível, portanto, modelar a relação tensão vs deformação destes materiais com o recurso a apenas uma função de primeiro grau. Contudo, algum cuidado deve ser tomado no que se refere às propriedades mecânicas dos compósitos a utilizar nos respectivos modelos. Dada a natureza destes materiais, cuja constituição comporta diferentes materiais, importa aferir com certeza as propriedades que representam correctamente o comportamento dos mesmos. Deste modo, para materiais compósitos, estas propriedades são calculadas através da regra das misturas, onde se contabilizam as propriedades dos diferentes materiais proporcionalmente à fracção volumétrica dos mesmos. Deste modo, de acordo com a mesma regra, o módulo de elasticidade (E_f) e a tensão no compósito (f_f) são dados pelas expressões:

$$E_f \approx E_{fib}V_{fib} + E_rV_r \quad (63)$$

$$f_f \approx f_{fib}V_{fib} + f_rV_r \quad (64)$$

Onde “fib” e “r” representam, respectivamente, as fibras e a resina do laminado em estudo.

6.5. Critérios de rotura

A determinação do instante de rotura de sistemas de reforço compósitos, bem como as razões que a ele conduzem, revestem-se de dificuldades próprias. Tendo em conta a ausência de dados relativos à interface FRP-Betão que possibilitassem a determinação do instante de rotura através de modelos de *bond-sleep*, e tendo em conta o objectivo da presente modelação, optou-se pela adopção de modelos semi-empíricos. Estes baseam-se em relações estabelecidas a partir dos mecanismos utilizados na definição do comportamento da interface, procurando obter um método simples e eficaz de possibilitar a determinação do colapso destes sistemas, através da limitação das tensões no material compósito. Assim, levando em consideração as diferenças existentes entre as recomendações relativas ao coeficiente de limitação da extensão no FRP propostas nas principais publicações até à data (ACI e FIB), o instante de colapso foi calculado recorrendo às diferentes recomendações, de modo a obter um estudo comparativo sobre a aplicabilidade das mesmas.

Importa referir que os métodos acima citados apenas dizem respeito a sistemas EBR, em que o compósito é tratado como reforço exterior. No caso de sistemas NSMR, a natureza do tipo de reforço (em que o material FRP é inserido no interior dos elementos) conduz, por vezes, a mecanismos de colapso distintos dos obtidos em sistemas EBR, pelo que a verificação das recomendações de limitação dificilmente serão aplicáveis. Assim, dado o desconhecimento de quaisquer recomendações ao nível da limitação de extensões no FRP em sistemas NSMR, recorreu-se à determinação de um coeficiente de redução da limitação da extensão no material FRP (β), calculado através da análise e comparação de dados empíricos obtidos em estudos de outros autores.

A adopção dos critérios de rotura para o modelo produzido foram então divididos em dois principais grupos, sendo os critérios de rotura “clássicos” e os critérios de rotura associados à possibilidade de se verificarem roturas prematuras.

a) Critérios de rotura “clássicos”

De modo a ter em consideração a possibilidade da rotura dos sistemas quer pelo esmagamento do betão na zona de compressão, quer pela rotura das armaduras longitudinais de flexão, os seguintes critérios de rotura “clássicos” foram definidos:

1. Esmagamento do betão ($f_c \geq f_{cm}$)
2. Rotura da armadura ($f_s \geq f_{tm}$)

b) Critérios de limitação da extensão no material compósito

De forma a evitar situações de rotura prematura dos sistemas de reforço com FRP, tanto o ACI [1] como a FIB [44] apresentam diferentes abordagens para a determinação da limitação da extensão no material de reforço compósito. As recomendações propostas apresentadas dizem apenas respeito a sistemas de reforço EBR.

1. ACI (*Committee 440*)

O ACI [1] propõe a limitação da extensão máxima no material FRP através da determinação de um factor de redução k_m , calculado em função da espessura (t_f), do módulo de elasticidade (E_f) e do número de camadas do compósito. O factor de redução (k_m) é limitado ao valor de 0,9.

$$\varepsilon_{fe} \leq k_m \varepsilon_{fu} \quad (65)$$

$$k_m = \begin{cases} 1 - \frac{nE_ft_f}{428000} & \text{para } nE_ft_f \leq 214000 \\ \frac{10700}{nE_ft_f} & \text{para } nE_ft_f > 214000 \end{cases} \quad (66)$$

A recomendação de cálculo tem em conta a influência da rigidez do material FRP no comportamento da rotura, pelo que a limitação é mais severa para materiais compósitos de maior módulo de elasticidade. “ n ” representa o número de camadas de FRP aplicados.

2. *fib* (*Bulletin 14*)

Por sua vez, o *bulletin 14* da *fib* [44] apresenta um conjunto de condições que devem ser verificadas de modo a evitar situações de rotura por destacamento do material compósito, sendo elas a verificação da zona de ancoragem e limitação da extensão no FRP, o cálculo da envolvente das tensões de tracção e a verificação da ancoragem e da transferência de tensões entre o laminado e o substrato de betão. Contudo, tendo em conta o objectivo do modelo produzido, optou-se pela adopção da proposta simplificada, baseada na limitação das extensões proposta por Rostásy.

$$\varepsilon_{fd} = \min \begin{cases} \varepsilon_{fd} \leq 5 \cdot \varepsilon_{sy} \approx 10\text{‰} \\ \varepsilon_{fd} \leq 0,50 \cdot \varepsilon_{fk} \approx 5\text{‰} \end{cases} \quad (67)$$

Tendo em conta a ausência de recomendações de limitação da extensão do material de reforço compósito em sistemas NSMR, foram analisados dados relativos a ensaios levados a cabo por outros autores, de modo a possibilitar a obtenção de um critério de rotura por via empírica. A obtenção de dados relativos ao reforço de vigas à flexão através de sistemas NSMR é, contudo, um ponto sensível dada a escassez de resultados publicados neste campo, em especial relativa a ensaios cujos modos de rotura verificam ser a delaminação ou o destacamento do material de reforço. Os trabalhos de Fortes et al. [45], Kotynia [60], Hassan e Rizkalla [120] e Castro et al. [22] foram aqui utilizados.

Tabela 6.1 – Dados relativos a ensaios de sistemas NSMR por diferentes autores

	Modelo	n_f	E_f [GPa]	t_f [mm]	$n.E_f.t_f$ [kN/mm]	ϵ_{fu} (%)
Fortes <i>et al.</i>	V2R2	2	158,8	1,45	460,5	12,80
	V3R2	2	158,8	1,45	460,5	12,80
	V4R2	3	158,8	1,45	690,8	10,60
Kotynia	A2	2	172,0	1,20	412,8	12,44
	A4	4	172,0	1,20	825,6	9,12
	B2	2	172,0	1,20	412,8	13,66
	B4	4	172,0	1,20	825,6	11,12
Hassan e Rizkalla	B5	2	150,0	1,20	360,0	12,70
	B6	2	150,0	1,20	360,0	12,80
	B7	2	150,0	1,20	360,0	12,90
	B8	2	150,0	1,20	360,0	13,10
Castro <i>et al.</i>	B1	3	131,0	2,00	786,0	11,52
	B2	3	131,0	2,00	786,0	12,73

O tratamento dos dados recolhidos tinha como objectivo a determinação de uma curva de tendência, correlacionando o factor de rigidez do reforço ($n.E_f.t_f$) com a extensão verificada nos laminados no momento da rotura (ϵ_{fu}). Através da mesma, torna-se possível a determinação empírica do valor expectável da rotura do sistema por delaminação ou destacamento do reforço, obtendo-se assim um critério de rotura para o modelo criado.

A adopção do factor de rigidez como critério de relação com os valores máximos de extensão nos laminados ficou a dever-se ao facto de se relacionar exclusivamente com o material de reforço adicionado. Deste modo evitou-se a adopção de factores que dependam directamente das propriedades inerentes aos modelos ensaiados, procurando assim minorar as interferências resultantes das diferentes propriedades dos materiais e da geometria dos modelos ensaiados, proporciona também assim, uma melhor aplicabilidade em situações de dimensionamento comuns.

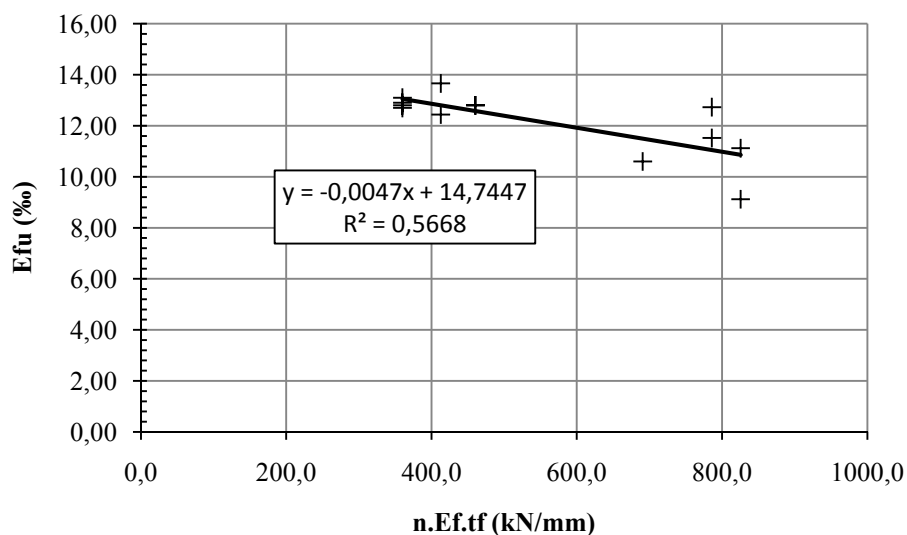


Figura 6.5 - Relação entre o factor de rigidez do reforço versus extensão última no reforço para os ensaios dos diferentes autores analisados

O valor da extensão dos laminados de carbono para o qual é expectável ocorrer delaminação ou destacamento do material de reforço é então dado pela expressão,

$$\varepsilon_f \leq -0,0047 \cdot nE_f t_f + 14,7447 \quad (68)$$

6.6. Resultados

De seguida apresentam-se os resultados do modelo numérico para ambos os sistemas EBR e NSMR respectivamente, consoante os ensaios experimentais levados a cabo. De modo a obter uma comparação entre modelação e vigas ensaiadas, os dados relativos ao momento flector vs extensão no FRP são apresentados para ambos os casos. Apresentam-se também, além destes, dados da modelação relativos ao tensão e extensão dos respectivos materiais, bem como informações relativas à totalidade das secções analisadas.

6.6.1. Sistema EBR

Como referido anteriormente, os modelos numéricos foram testados consoante os dados referentes aos ensaios realizados. Contudo, alguns pontos merecem considerações. No que diz respeito às armaduras, verificou-se em ensaio experimental (após colapso), que a posição das armaduras longitudinais não se situava exactamente nos 2 cm consoante especificação. Sendo este um ponto sensível no equilíbrio de forças da secção e, por conseguinte, no comportamento da secção, foi feito um reajuste da posição das mesmas, consoante medições *in-situ*. No campo da análise dos resultados, verificou-se experimentalmente a presença de picos no valor da extensão no FRP, possivelmente (dada a localização dos mesmos) resultado da descontinuidade de momentos/curvatura. Dada a natureza discreta da análise numérica, os mesmos não são reproduzidos nesta, pelo que os resultados da modelação foram comparados com os valores experimentais da extensão no FRP a meio-vão, independentemente de representarem, ou não, o valor máximo absoluto de extensão no laminado.

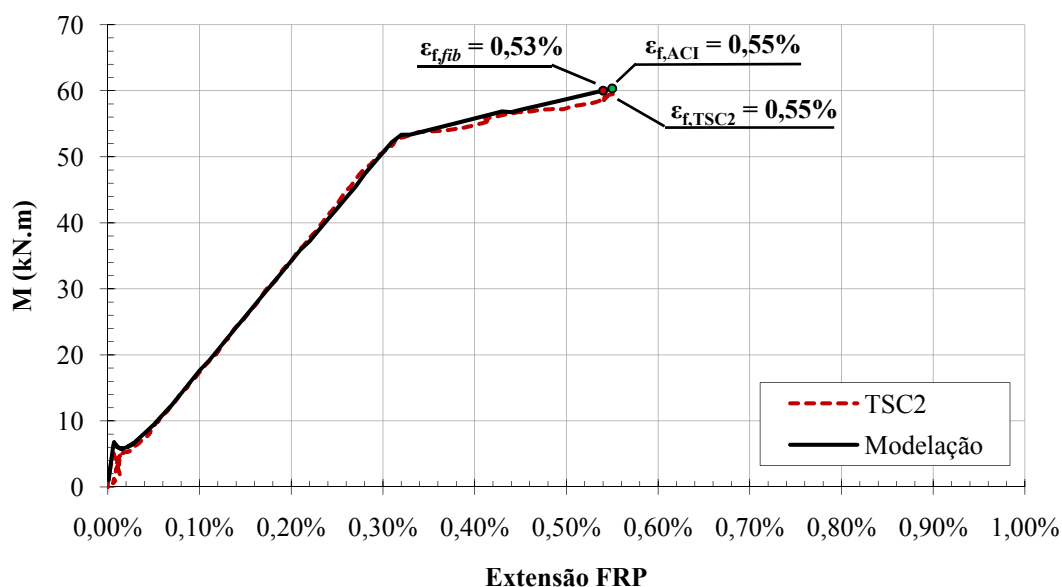


Figura 6.6 - Comparação da relação Momento vs Extensão FRP entre a modelação numérica e os dados experimentais relativos à viga TSC2

a) Instante de cedências das armaduras

Neste ponto apresentam-se os campos de tensão e extensão da secção de meio-vão, bem como a os dados de tensão do betão e do laminado de CFRP para o instante de cedência das armaduras longitudinais de tracção obtidos através da modelação produzida.

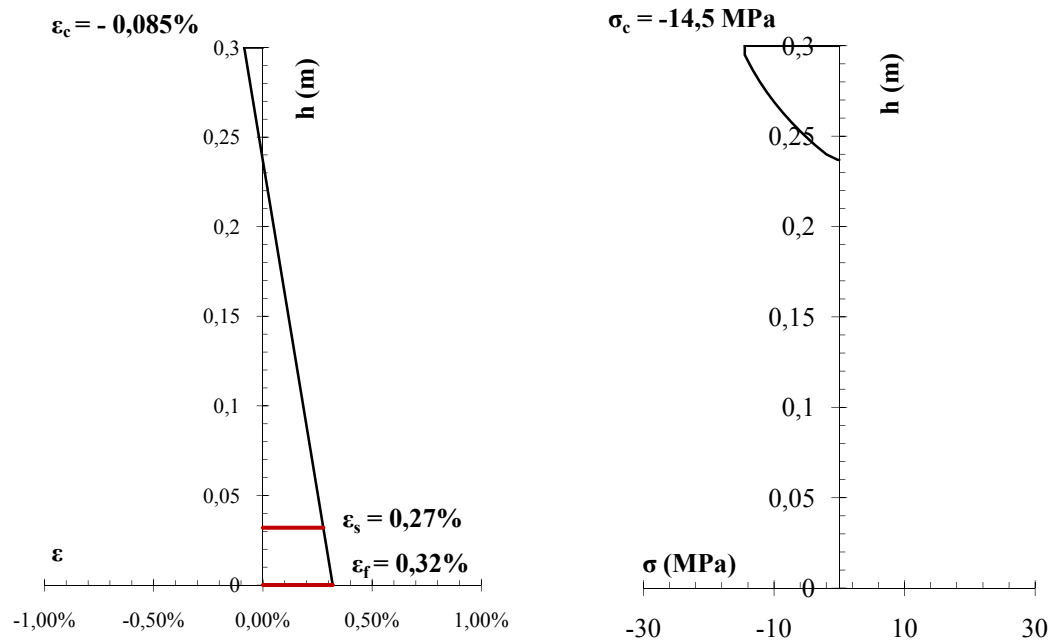


Figura 6.7 - Campos de Extensão e Tensão na secção da modelação para o momento de cedência das armaduras

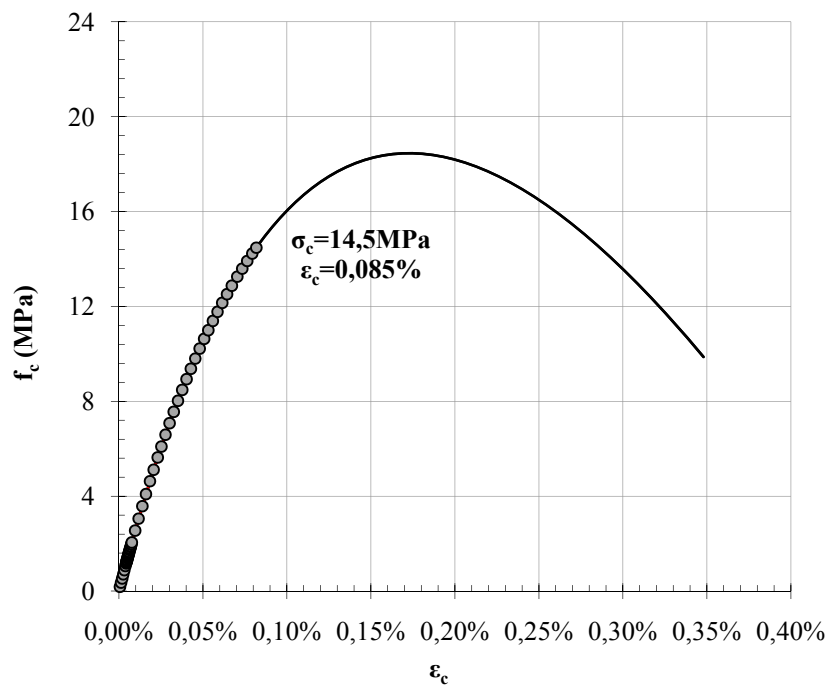


Figura 6.8 - Relação Extensão vs Tensão da fibra extrema de betão ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras

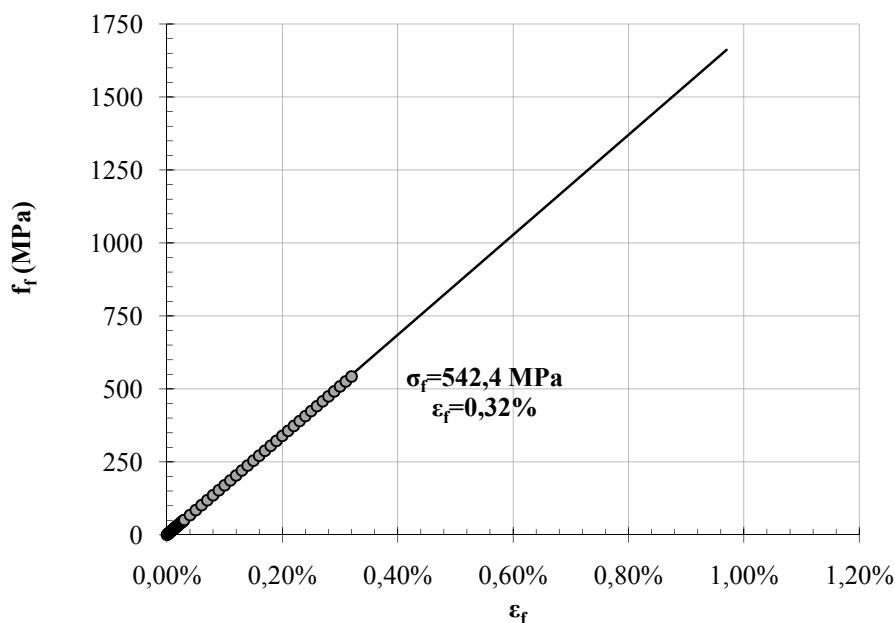


Figura 6.9 - Relação Extensão vs Tensão do laminado de CFRP ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras

b) Instante de rotura do sistema de reforço

Neste ponto apresentam-se, de modo análogo ao ponto a), os dados relativos ao momento de rotura do sistema de reforço.

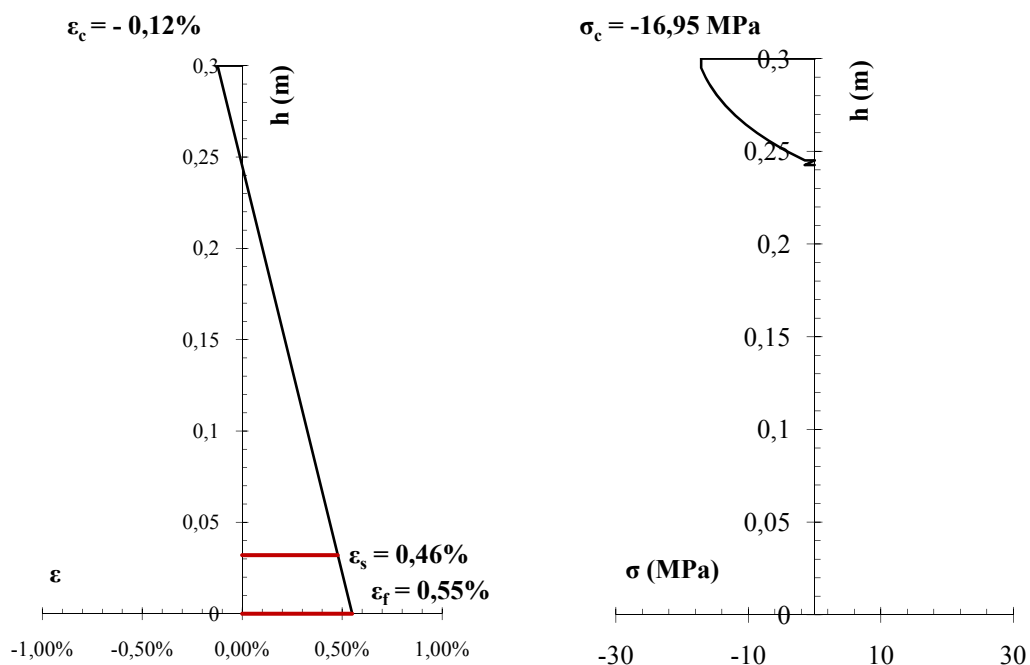


Figura 6.10 - Campos de Extensão e Tensão na secção da modelação para o momento de rotura do reforço da viga

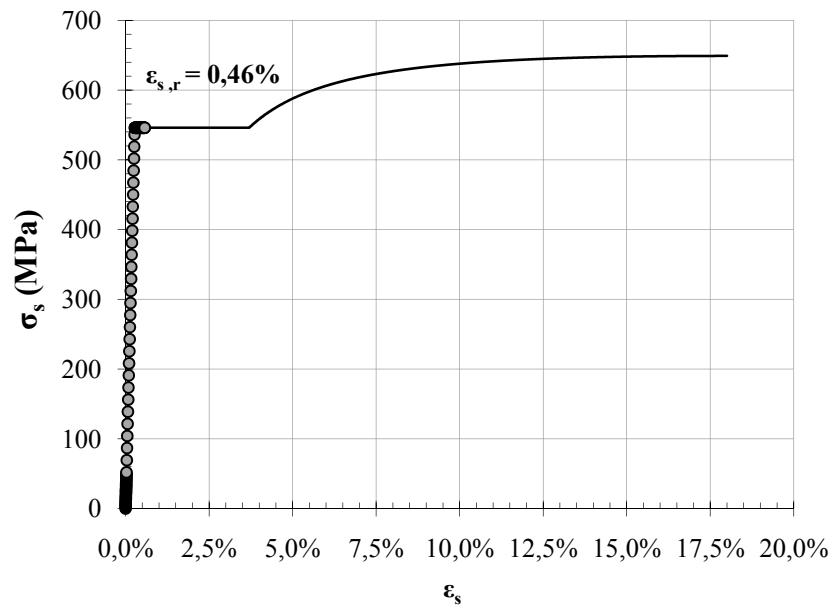


Figura 6.11 - Relação Extensão vs Tensão das armaduras longitudinais ao longo do carregamento da viga até ao momento da rotura do sistema de reforço

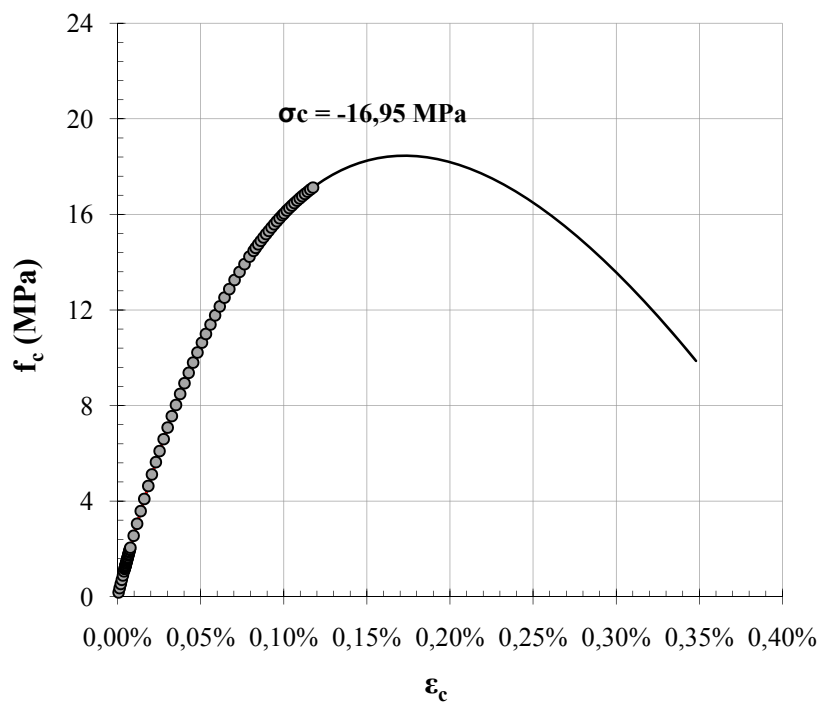


Figura 6.12 - Relação Extensão vs Tensão da fibra extrema de betão ao longo do carregamento da viga até ao instante de rotura do sistema de reforço

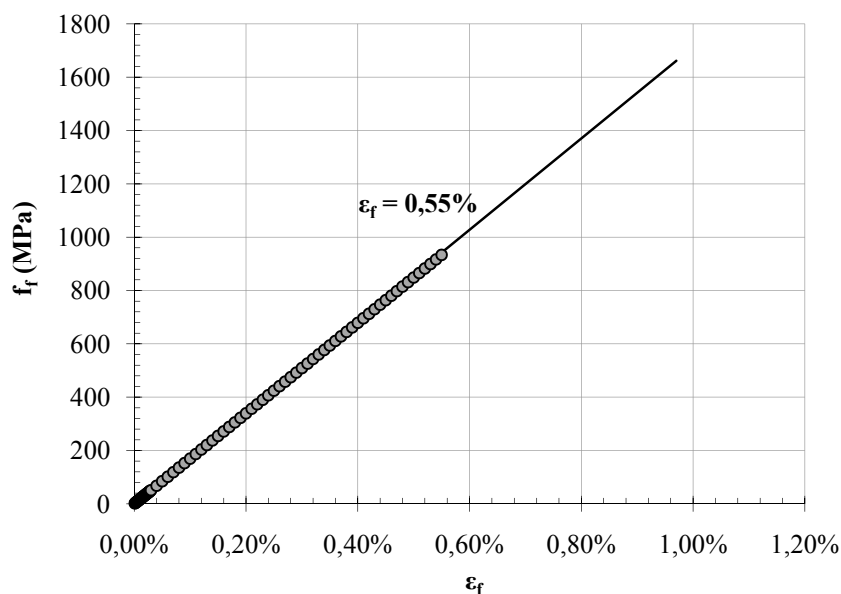


Figura 6.13 - Relação Extensão vs Tensão do laminado de CFRP ao longo do carregamento até ao instante de rotura do sistema de reforço

6.6.1.1. Resumo dos resultados da modelação EBR

Neste ponto apresenta-se um resumo comparativo dos valores obtidos por ambas as vias numérica e experimental. Dada a inexistência de monitorização quantitativa da extensão no betão não existem valores que permitam a comparação com o modelo numérico, o que também se verifica no caso da extensão das armaduras longitudinais, visto que os extensómetros apenas permitem leituras até se atingir cedência do aço, momento a partir do qual deixam de obter dados representativos.

Tabela 6.2 - Resumo comparativo dos dados obtidos numérica e experimentalmente

	M_y (kNm)	$\epsilon_{s,y}$ (%)	$\epsilon_{f,y}$ (%)	$\epsilon_{c,y}$ (%)	M_r (kNm)	$\epsilon_{s,r}$ (%)	$\epsilon_{f,r}$ (%)	$\epsilon_{c,r}$ (%)
Modelação	53,3	0,27	0,32	-0,085	60,4	0,46	0,55	-0,12
TSC2	53,7	0,28	0,37	-	59,5	-	0,58	-
Erro	0,8%	3,7%	15,6%	-	-1,5%	-	0,1%	-

6.6.2. Sistema NSMR

De modo análogo à análise do sistema EBR, a modelação do sistema NSMR foi feita tendo em conta os dados do ensaios experimentais utilizados, tanto ao nível da geometria como ao nível das propriedades dos materiais envolvidos na análise. Procedeu-se igualmente à alteração do valor relativo à altura da camada de betão de recobrimento (de modo a verificar as mesmas condições que os modelos ensaiados) bem como à óbvia alteração da posição do material compósito. À imagem do sistema EBR, a análise foi feita tendo em conta os valores de extensão da secção na posição de meio-vão, independentemente de esta representar ou não o máximo da extensão.

6.6.2.1. Momento vs extensão FRP

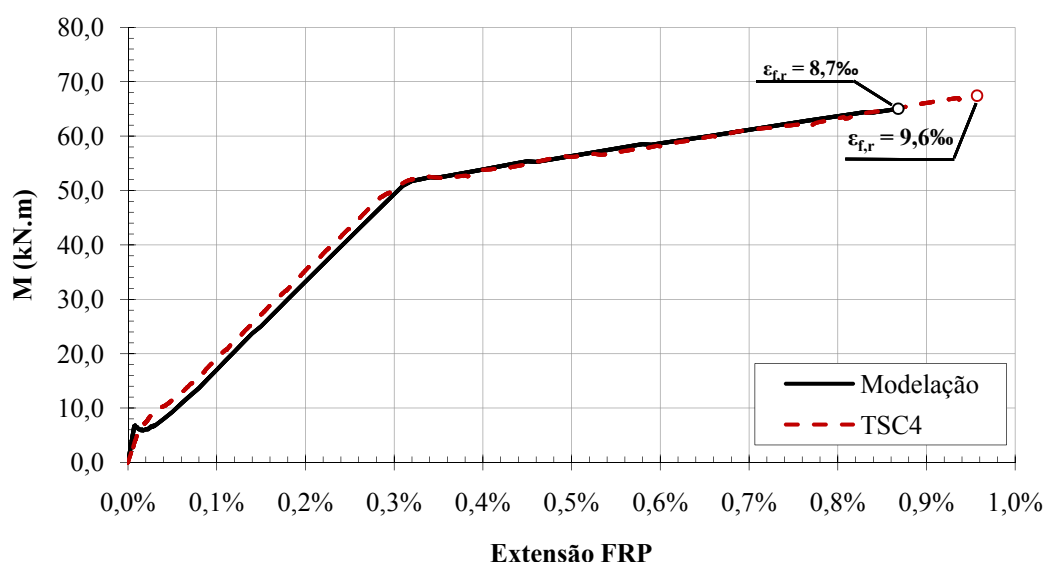


Figura 6.14 Comparação da relação Momento vs Extensão FRP entre a modelação numérica e os dados experimentais relativos à viga TSC4

a) Instante de cedências das armaduras

Neste ponto apresentam-se os campos de tensão e extensão da secção de meio-vão, bem como a os dados de tensão do betão e do laminado de CFRP para o instante de cedência das armaduras longitudinais de tracção obtidos através da modelação produzida.

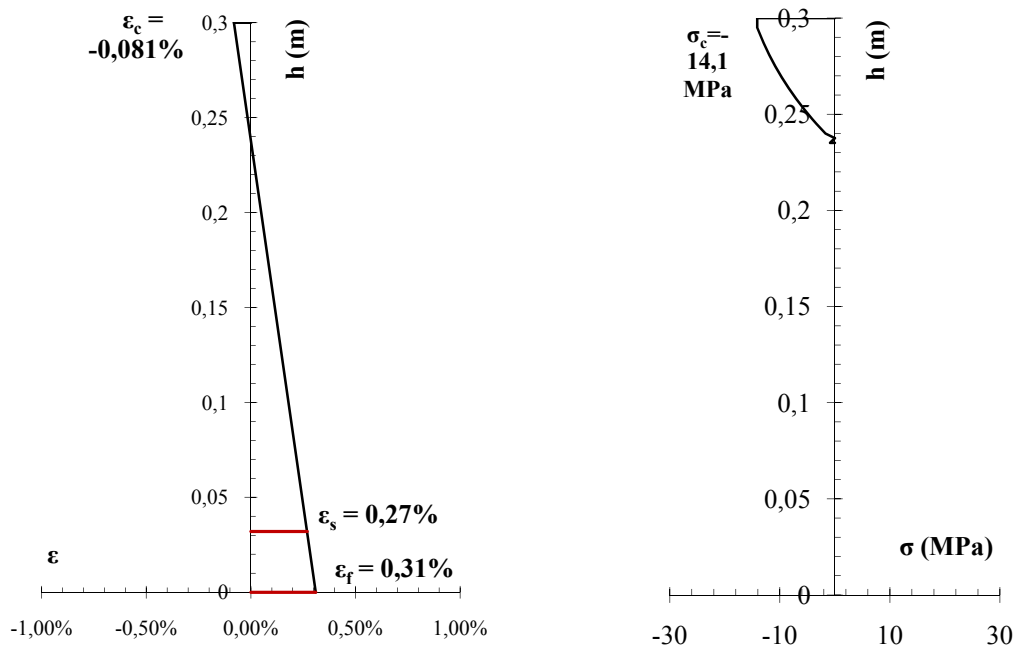


Figura 6.15 - Campos de Extensão e Tensão na secção da modelação para o momento de cedência das armaduras

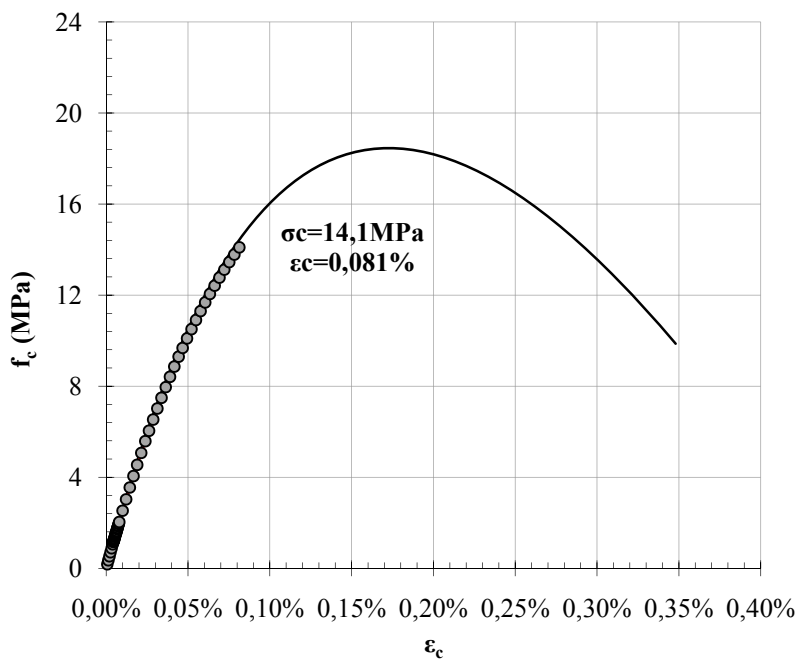


Figura 6.16 - Relação Extensão vs Tensão da fibra extrema de betão ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras

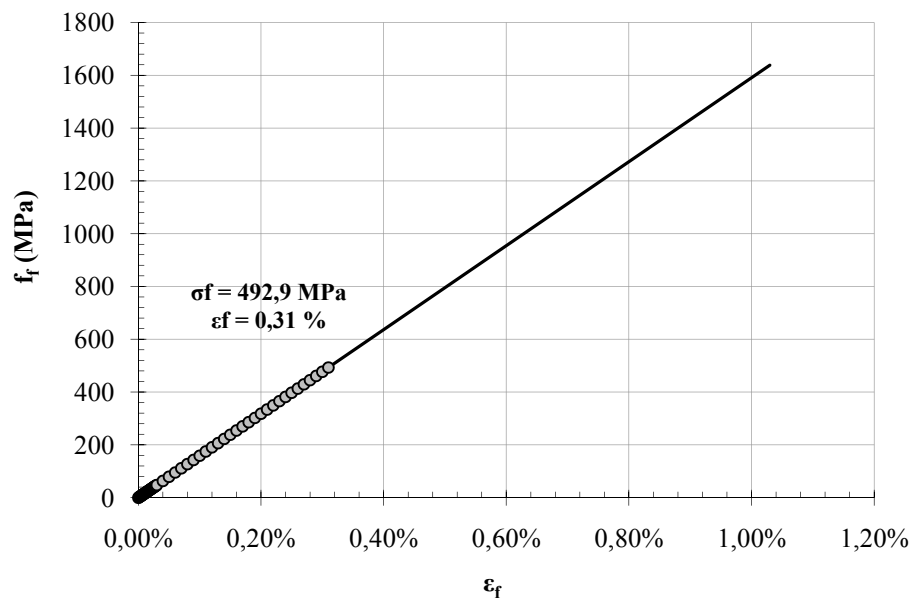


Figura 6.17 - Relação Extensão vs Tensão do laminado de CFRP ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras

b) Instante de rotura do sistema de reforço

Neste ponto apresentam-se, de modo análogo ao ponto a), os dados relativos ao momento de rotura do sistema de reforço.

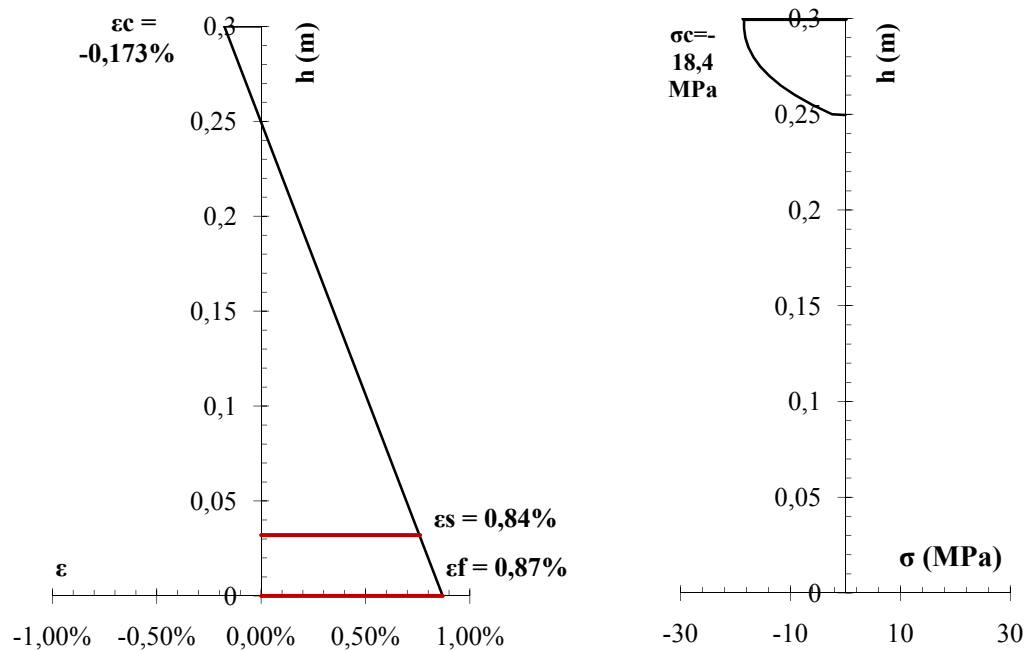


Figura 6.18 - Campos de Extensão e Tensão na secção da modelação para o momento de rotura do reforço da viga

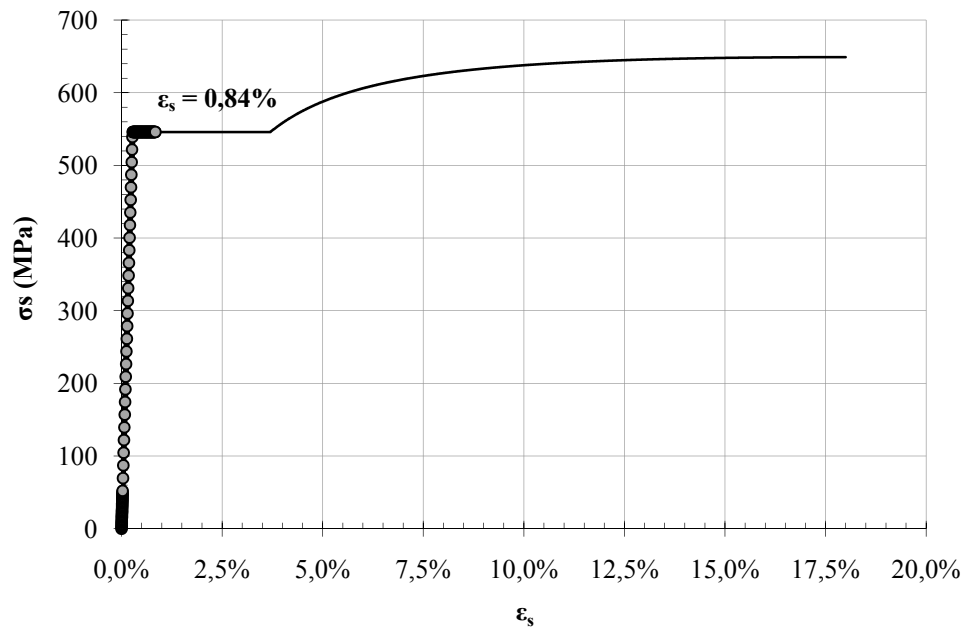


Figura 6.19 - Relação Extensão vs Tensão das armaduras longitudinais ao longo do carregamento da viga

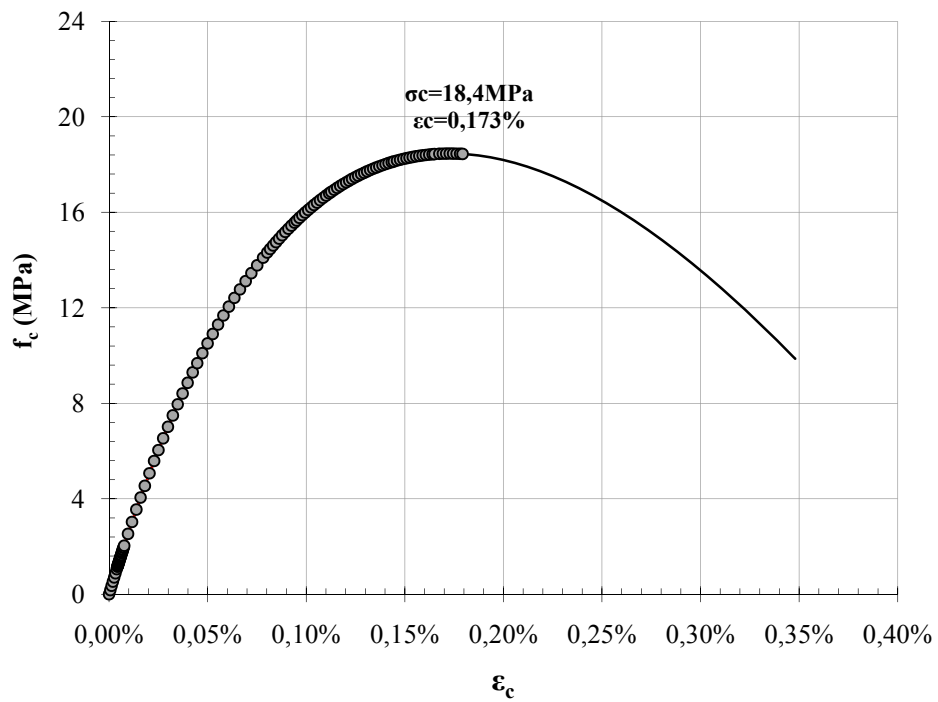


Figura 6.20 - Relação Extensão vs Tensão da fibra extrema de betão ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras da viga

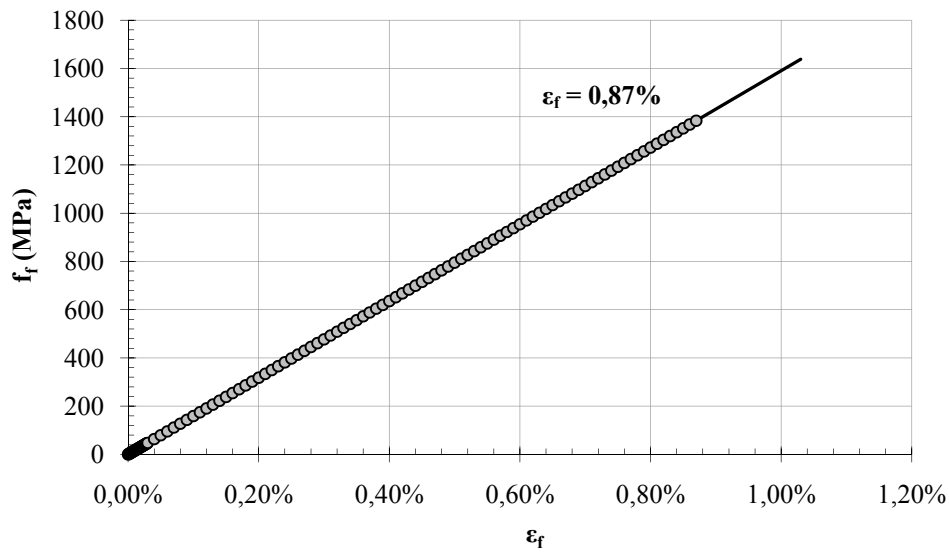


Figura 6.21 - Relação Extensão vs Tensão do laminado de CFRP ao longo do carregamento até ao instante de cedência das armaduras longitudinais de flexão

6.6.2.2. Resumo dos resultados da modelação NSMR

Tal como para o caso do sistema EBR, apresentam-se para o sistema NSMR um resumo comparativo dos valores obtidos por ambas as vias numéricas e experimentais. As condicionantes referentes à monitorização do betão bem como das armaduras em situação de pós-cedência mantêm-se em relação ao caso anteriormente apresentado.

Tabela 6.3 - Resumo comparativo dos dados obtidos numérica e experimentalmente

	M_y (kNm)	$\epsilon_{s,y}$ (%)	$\epsilon_{f,y}$ (%)	$\epsilon_{c,y}$ (%)	M_r (kNm)	$\epsilon_{s,r}$ (%)	$\epsilon_{f,r}$ (%)	$\epsilon_{c,r}$ (%)
Modelação	50,9	0,27	0,31	-0,081	65,1	0,84	0,87	-0,173
TSC4	52,0	0,26	0,35	-	67,5	-	0,96	-
Erro	2,2%	3,7%	12,9%	-	3,7%	-	10,3%	-

6.7. Análise dos resultados

Uma primeira análise aos resultados obtidos na modelação numérica não-linear de ambos os sistemas permite compreender o elevado grau de representatividade dos dados obtidos. Importa, contudo, conduzir uma análise pormenorizada em relação aos resultados como em relação aos objectivos da mesma.

6.7.1. Fendilhação do betão

A fendilhação do betão dá-se a partir do momento em que as tensões nas secções igualam o valor de resistência do betão à tracção, f_{ctm} . Trata-se de uma situação normal em qualquer estrutura de betão armado (à excepção de alguns casos de estruturas pré-esforçadas) e não é, geralmente, um fenómeno decisivo no comportamento dos elementos. Contudo, tendo em conta a importante variação de rigidez antes e após fendilhação, esta ganha relativa importância na modelação do comportamento inicial de elementos de betão armado.

Ao analisar os resultados da modelação da fendilhação inicial de ambos os sistemas CFRP e NSMR pode observar-se uma proximidade satisfatória à situação experimental, em especial para o primeiro caso, onde o comportamento do modelo se encontra especialmente próximo do comportamento da viga ensaiada.

A menor qualidade dos resultados para o sistema NSMR estará eventualmente relacionada com a deficiente caracterização da resistência do betão à tracção, sendo que os ensaios de tracção foram apenas levados a cabo aos 28 dias, ao contrário dos ensaios à compressão, como anteriormente apresentado. Tendo sido o ensaio da viga TSC2 efectuado em primeiro lugar, é plausível que tenha oferecido melhores resultados, quando em comparação com a viga TSC4.

Contudo, independentemente dos problemas associados à caracterização dos materiais, este trata-se de um fenómeno revestido de um substancial grau de dificuldade, no que à modelação numérica diz respeito. Se ao nível da qualidade global dos resultados esta não influi de modo significativo (dependendo sempre da qualidade do refinamento), ao nível do fenómeno da fendilhação do betão, a discretização de um meio contínuo, em que assenta o princípio básico do modelo desenvolvido, representa, por si só, fonte de erro substancial.

6.7.2. Rigidez do ramo pré-cedência

Tendo em conta os princípios em que assentam o dimensionamento de estruturas de betão armado, em que a cedência das armaduras é geralmente tida como uma situação limite, a correcta definição deste ramo reveste-se de grande relevância prática.

Através da análise dos resultados obtidos pode verificar-se o elevado grau de compatibilidade entre as situações empíricas e numéricas. Dada a sua influência na globalidade do comportamento em estudo, a correcta modelação da rigidez do elemento é, por isso, de extrema importância para a validação da representatividade de qualquer modelo.

6.7.3. Cedência das armaduras

A cedência das armaduras revela-se como um ponto fulcral do estudo desenvolvido. Se, por um lado, representa o limite do comportamento em serviço do elemento, esta representa também o início da dissipação de energia ao nível das armaduras através de deformações plásticas. Trata-se de um instante de quebra de rigidez e de, consequentemente, de aumento significativo das deformações para o mesmo regime de força.

Tendo em conta a susceptibilidade dos sistemas de reforço FRP no que diz respeito a deslocamentos (tratando-se estes de sistemas com roturas geralmente frágeis), a cedência das armaduras resulta também, tipicamente, a entrada numa fase de pré-colapso dos sistemas.

A análise aos dados relativos ao momento flector dos elementos permite concluir que os dados resultantes da modelação se encontram consideravelmente próximos dos verificados experimentalmente (com um erro igual a 0,8% e igual a 2,2% para os sistemas EBR e NSMR respectivamente), tornando o modelo produzido uma ferramenta válida e eficaz no dimensionamento de sistemas desta tipologia. Este facto pode ser confirmado pelos dados obtidos ao nível da extensão nas armaduras longitudinais de flexão, que apresentam erros inferiores a 4% entre os resultados da modelação e os ensaios para ambos os casos. Convém, ainda assim, ter em conta a discrepância de valores relativos à extensão no material FRP.

6.7.4. Rigidez do ramo pós-cedência

À semelhança do ramo de pré-cedência, a rigidez do ramo pós cedência é de extrema importância na qualidade da modelação. Tendo em conta que esta influencia directamente a relação de força vs deslocamento do elemento ensaiado, a determinação do momento de rotura do sistema (quer em termos de força quer em termos de deslocamento) está intrinsecamente ligada à rigidez do sistema.

Embora a modelação de ambos os sistemas apresentem resultados satisfatórios, importa referir um fenómeno encontrado no modelo TSC2, em que se verificam perdas localizadas de rigidez ao longo do ramo de pós-cedência. Estas podem ser resultado de fenómenos localizados, de deficiências ao nível das interfaces, que vêm a ser compensadas pela restante interface intacta (tendo em conta que existe recuperação da rigidez). Dada a natureza da modelação produzida, esse efeito não pode ser tido em conta. O mesmo fenómeno não é encontrado para o sistema NSMR, pelo que os resultados da modelação (cuja ligação entre o laminado de FRP e o substrato de betão é admitida como rígida) apresentam resultados satisfatórios.

6.7.5. Rotura

A determinação do instante de rotura de um sistema de reforço FRP é, em si, um processo de significativa complexidade. Isto deve-se ao facto da natureza do colapso deste tipo de sistemas se verificar, tipicamente, ao nível das interfaces, impossibilitando assim uma verificação representativa do modelo de ligações rígidas (utilizado no presente modelo) e introduzindo a necessidade de análises mais complexas. Como anteriormente referido, tendo em conta a natureza do presente trabalho, optou-se então pela utilização de recomendações simplificadas de limitação da extensão do material compósito. Contudo, importa uma análise cuidada dos resultados obtidos.

No caso do sistema EBR, a limitação da extensão no laminado de FRP através do critério de Rostásy, recomendado pela FIB, apresenta um resultado coincidente com o valor obtido experimentalmente. No caso da limitação da extensão no laminado através do critério proposto pelo ACI, o erro situa-se nos 3,8%. Em qualquer dos casos, comprova-se a extrema representatividade das propostas feitas por ambas as instituições, sendo que, do ponto de vista do projectista, estas recomendações se demonstram suficientes para garantir a segurança deste tipo de aplicações de reforço.

Ao nível do sistema NSMR, sistema para o qual ambos ACI e FIB não apresentam ainda recomendações de limitação das extensões no laminado, importa aferir a qualidade dos resultados obtidos para o momento de rotura do sistema.

Os resultados da modelação numérica demonstram uma rotura originada pelo esmagamento do betão na secção de meio-vão, antes de qualquer problema ao nível da extensão no laminado de carbono ter sido verificado. A discrepância da origem da rotura verificada numérica e experimentalmente pode ser explicada pela dificuldade na aferição do esmagamento efectivo do betão ao longo do ensaio experimental. Ao passo que na modelação, a rotura por esmagamento do betão é obtida no momento em que a fibra extrema de betão atinge o valor de f_{cm} característico, ao nível do ensaio experimental a aferição exacta desse momento reveste-se de dificuldades particulares. O facto de as vigas não terem sido instrumentadas para a medição das extensões no betão, bem como o facto de o esmagamento do betão não ser claramente visível a partir do momento exacto em que o valor de f_{cm} é atingido na fibra extrema podem estar na origem das diferenças obtidas. Importa, de qualquer modo, aferir a qualidade do critério de rotura elaborado para a previsão da rotura do laminado por delaminação do substrato, comparando-o com os valores obtidos experimentalmente. Tendo em conta o coeficiente de rigidez do reforço aplicado ($n.t_f.E_f = 890,4 \text{ kN/mm}$), o valor da extensão no laminado de CFRP para o momento de rotura, segundo o critério construído, situa-se nos 10,6‰, ao passo que no caso da viga TSC4 a rotura por delaminação se deu para uma extensão de 9,6‰. Embora o erro verificado se situe nos 10,4%, levando em consideração a escassez da amostra disponível, pode afirmar-se como uma previsão de rotura aceitável.

Capítulo 7

Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1. Aspectos gerais

No presente capítulo apresentam-se, de modo resumido, os aspectos mais importantes do trabalho desenvolvido bem como as principais conclusões que o mesmo permitiu obter. Do mesmo modo, no seguimento do trabalho, apresentam-se ainda propostas para possíveis desenvolvimentos futuros.

7.2. Conclusões

Neste trabalho foram ensaiadas cinco vigas de betão armado à flexão de modo a avaliar e comparar o comportamento de dois dos principais sistemas de reforço de vigas com CFRP a acções monotónicas bem com a acções cíclicas.

Uma análise global dos resultados permite confirmar a elevada eficiência de ambos os sistemas, nomeadamente *Epoxy Bonded Reinforcement* e *Near Surface Mounted Reinforcement*, para situações comuns de reforço à flexão.

No que diz respeito à aplicação dos sistemas, processo que desempenha um papel fulcral em qualquer aplicação de reforço, confirmou-se a elevada facilidade e rapidez de ambos os sistemas, permitindo uma intervenção mais rápida do que na utilização de sistemas como o encamisamento ou a adição de chapas coladas..

Do ponto de vista estrutural, constatou-se que até ao momento de cedência das armaduras ordinárias de flexão, ambos os sistemas apresentam um comportamento semelhante, sendo que providenciaram um incremento de resistência em cedência de cerca de 30%. Contudo, a ductilidade obtida foi substancialmente maior no caso de reforço NSMR.

Na fase de pós-cedência os sistemas diferiram consideravelmente na respectiva resposta. Embora a rigidez global dos elementos se mantivesse similar, ao passo que o sistema EBR colapsou para valores de 55,2% a extensão última do laminado, o sistema NSMR verificou uma extensão última no laminado de 93,2% antes da rotura, comprovando-se assim a eficácia de sistemas NSMR no que diz respeito à utilização das potencialidades do material de reforço. De modo análogo, verificaram-se diferenças substanciais ao nível da ductilidade dos sistemas. Ao passo que no sistema EBR se obteve colapso para um drift máximo de 1,52%, o sistema NSMR verificou um patamar de dissipação de energia muito superior, atingindo valores de drift de 2,60%.

Embora igualmente frágeis, os mecanismos de colapso de ambos os sistemas apresentaram origens distintas. No caso dos sistemas EBR, verificou-se o destacamento do laminado de carbono, evidenciando problemas ao nível da capacidade de transmissão de tensões por aderência, ao passo que nos sistemas NSMR a rotura foi obtida pelo destacamento de toda a camada de betão de recobrimento, sem que a interface CFRP – betão fosse comprometida (situação ideal em sistemas de reforço colado).

Ao nível da ciclicidade do carregamento, verificou-se que em ambos os sistemas a resposta não foi severamente afectada, sendo que todos os parâmetros em análise verificaram convergência para com os ensaios monotónicos.

Os resultados obtidos permitem assim concluir que o reforço à flexão de vigas através da utilização de sistemas NSMR se trata da solução mais eficiente, oferecendo, para uma menor quantidade de reforço um melhor comportamento em serviço, maior segurança em situações de rotura (elevada ductilidade da resposta para valores de momento último mais elevados) bem como uma utilização mais racional das capacidades do material de reforço.

Através de um modelo clássico de cálculo de equilíbrio em secções, baseado no comportamento rígido das ligações bem como no equilíbrio de Bernoulli, foi possível obter

dados de elevada representatividade. Assim, e no prisma do projectista, o presente modelo revela-se como uma ferramenta simples e versátil que permite responder a inúmeras situações de dimensionamento de modo satisfatório, sem que exista assim a necessidade de se recorrer a análises mais dispendiosas, tanto ao nível temporal como ao nível de recursos. Permite assim, também, contribuir para mitigar o sentimento, ainda relativamente comum, de incerteza e desconfiança para com situações de reforço com materiais compósitos FRP, comprovando a representatividade dos métodos de análise geralmente utilizados.

Ao nível da investigação, o presente modelo permite alguma reflexão no campo das necessidades da modelação. A análise dos resultados obtidos permite afirmar que, no prisma de uma análise global, a não linearidade das interfaces não desempenha, à excepção do momento de rotura, um papel fundamental no comportamento global de vigas reforçadas à flexão com FRP.

No que diz respeito aos instantes de rotura dos sistemas, confirma-se elevado grau de representatividade das recomendações propostas pelo ACI e pela *fib* para os sistemas EBR. Ao nível dos sistemas NSMR, a inexistência de quaisquer recomendações torna complexa a determinação do instante de colapso dos sistemas sem o recurso a análises de maior complexidade.

7.3. Desenvolvimentos futuros

Tal como é natural que todo o trabalho de investigação procure responder de modo satisfatório às questões a que se propôs responder, é também natural que, no final do mesmo, novas questões pertinentes tomem forma. Deste modo, apresentam-se neste ponto possíveis desenvolvimentos futuros.

Tendo em conta condicionantes económicas, por vezes condicionantes na aplicação de sistemas FRP, seria interessante o alargamento do estudo comparativo a novas soluções que permitam a incorporação de materiais substancialmente mais baratos, nomeadamente, fibras de basalto.

Atendendo às limitações dos sistemas de reforço testados no que diz respeito à aplicação dos mesmos em ambientes onde se verifique a presença de água (como por exemplo

em estruturas *off-shore*), revelar-se-ia importante o alargamento do estudo a sistemas de base cimentícia, em oposição á utilização de resinas epoxídicas.

Seria interessante o desenvolvimento de sistemas que permitissem a redistribuição das tensões da interface betão-FRP em sistemas NSMR, dada a natureza da rotura que os mesmos verificaram.

Dada a escassez de informação relativa ao dimensionamento específico de sistemas NSMR (e uma vez comprovada a sua elevada competitividade em comparação com sistemas EBR), seria importante o aprofundamento do estudo de mecanismos de rotura dos mesmos.

No que diz respeito à instrumentação, pelos motivos anteriormente referidos, não foi possível a apresentação dos resultados relativos à monitorização fotométrica. Trata-se, contudo, de uma área de elevado interesse dados os custos normalmente associados à monitorização “corrente”, bem como à possibilidade de obtenção de um maior espectro de informações relevantes durante os ensaios experimentais.

Referências bibliográficas

- [1] ACI-440R, *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*, American Concrete Institute, Julho 2000
- [2] ACI 440.XR, *Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, ACI Committee 440, November 2006
- [3] AGARWAL, B. D., and BROUTMAN, L. J., *Analysis and performance of fiber composites*, Second Edition, John Wiley & Sons, New York, 1999
- [4] AIELLO, M. A., DE LORENZIS, L., MICELLI, F., *Load-deflection behavior of RC beams strengthened with near-surface mounted FRP bars. In proceedings CCC2003*, Cosenza (Italy), September 2003
- [5] ALFAIATE, J., Reforço por adição de elementos metálicos em vigas de betão armado – flexão simples, Dissertação submetida para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas pela Universidade Técnica de Lisboa, IST, Lisboa, Agosto 1986
- [6] APPLETON, J. e GOMES A., Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores, *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)*, n.41, Janeiro, 1997
- [7] APPLETON, J. e GOMES, A., 1997, Reforço de estruturas de betão armado por encamisamento das secções. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)*, nº42
- [8] APPLETON, J., COSTA, A., FRANÇA, P., Reforço de Estruturas com Laminados de CFRP Colados. In *Encontro Nacional Betão Estrutural 2004*
- [9] ASTM-D3039/D3039M., *Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials*, *Annual Book of ASTM Standards*, 1995.
- [10] ASTM-469-87A – *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*, *Annual Book of ASTM Standards*, 1993.
- [11] AZEVEDO, D., Reforço de estruturas de betão com colagem de sistemas compósitos de CFRP – Recomendações para Dimensionamento, Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Novembro 2008
- [12] BARROS, J. A. O., AND FERREIRA, D.R.S.M., (2005), “*An efficient confinement strategy with CFRP sheets to increase the energy absorption capacity of concrete columns*”, *1st US-Portugal International Workshop – Grand Challenges in Earthquake Engineering*, pp. 13.1-13.8, Portugal, 2005.
- [13] BARROS, J., *Materiais Compósitos no Reforço de Estruturas*, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil
- [14] BEEBY, A. W. ETMAN, E. *Repair of reinforced concrete beams with corroded reinforcement using CFRP plates*. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FAULTS AND REPAIR*, 8., 1999, London

- [15] BISCAIA, H. E., Rotura por perda de aderência entre reforços poliméricos com fibras de vidro e elementos estruturais de betão, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Outubro 2006
- [16] BLANKSVARD, T., *Strengthening of concrete structures by the use of mineral based composites*, Licentiate Thesis, Lulea University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, 2007
- [17] BLASCHKO, M., ZILCH, K., *Rehabilitation of Concrete Structures with CFRP Strips Glued into Slits*, 12th international Conference on Composites for Construction, 3, 4, 1999
- [18] BRESSON, J., *Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Béton Plaqué*, Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n.278, 1971
- [19] CAROLIN, J., *Strengthening of Structures With CFRP*, Lulea University of Technology, Division of Structural Engineering, Licentiate Thesis, 2001
- [20] CARRAZEDO, R., Mecanismo de Confinamento e suas Aplicações no Reforço de Pilares de Concreto por Encamisamento com Compósitos de Fibras de Carbono, Tese de Mestrado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2002
- [21] CARVALHO, T., CHASTRE, C., BISCAIA, H. & PAULA, R., *Flexural Behavior of RC T-Beams Strengthened with Different FRP Materials. The Third International fib Congress and Exhibition "Think Globally, Build Locally"*, Washington DC, 2010
- [22] CASTRO, E. K., MELO, G. S., NAGATO, Y., *Flexural Strengthening of RC "T" Beams with Near Surface Mounted (NSM) FRP Reinforcements*, FRPPRC-8, University of Patras, Patras, Greece, 2007
- [23] CHEONG, H.K., MACALEVEY, N., 2000, *Experimental Behavior of Jacketed Reinforced Concrete Beams*, ASCE Journal of Structural Engineering, v.126, N.6 (Junho)
- [24] CLÍMACO, J. C. T. S., Uma Análise Crítica dos Métodos de Avaliação de Aderência e do uso de Agentes Adesivos no Reparo de Estruturas de Concreto, XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Porto Alegre, RS, Brasil, 1991.
- [25] CNR, *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures – Materials, RC and PC structures, masonry structures*, Italian National Research Council, Roma 2005
- [26] Comité Euro-International du Béton, *Bulletin d'Information n.162, Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)*, Lausanne, Agosto 1983
- [27] COSTA, A. Durabilidade de Estruturas de Betão Armado em Ambiente Marinho. Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Julho 1997.
- [28] COSTA, A., CANDEIAS, P., MASSENA, B., SILVA, V., *Reforço sísmico de edifícios de alvenaria com aplicação de reforços de fibra de vidro (GFRP)*, 6º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica (Sísmica 2004), Guimarães, Portugal, Abril 2004.
- [29] Concrete Society Technical Report No. 55, *Design guidance for strengthening concrete structures using fiber composite material*, 2000
- [30] Comité Euro-International du Béton, *Bulletin d'information n° 162 – Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Up-Grading (re-design)*, Prague, October 1983.

- [31] CRUZ, J. M., Reforço de estruturas com laminados de CFRP inseridos no betão de recobrimento, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, 2005
- [32] DE LORENZIS, L., NANNI, A., *Bond between NSM fiber-reinforced polymer rods and concrete in structural strengthening*, ACI Struct J 2002;99(2)
- [33] DE LORENZIS, L., TENG, J. G., *Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures*, Composites Part B: Engineering, Elsevier, 2006
- [34] DIAS, S., JUVANDES, L., AND FIGUEIRAS, J., Eficiência do Reforço de Vigas de Betão Armado com Sistemas Compósitos de CFRP Unidireccionais. In Encontro Nacional Betão Estrutural 2000, FEUP, GPBE, FEUP Edições, Porto, Novembro 2000
- [35] DIBt, *German Institute of Technology*, Authorization No. Z-36.12-29, 1997
- [36] DIBt, *German Institute of Technology*, Authorization No. Z-36.12.54, 1998
- [37] DIBt, *German Institute of Technology*, Authorization No. Z-36.12-32, 2000
- [38] DIBt, *German Institute of Technology*, Authorization No. Z-36.12-29, 2006
- [39] DUSSEK, I.J., *Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy-resin-bonded external reinforcement*, Transport and research record 785, Washington, USA, 1974
- [40] EMMONS, P.H., VAYSBURD, A.M., *System concept in design and construction of durable concrete repairs*, Construction and Building Materials, Vol. 10, Elsevier, 1995
- [41] Estradas de Portugal, S.A., Relatório e Contas 2009
- [42] Eurocódigo 2 (EC2), Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão armado – Regras gerais e regras para edifícios, EN 1992-1-1, Dezembro 2004
- [43] *fib-bulletin-1. Structural Concrete. Text book on behavior, design and performance. Updated knowledge of the CEB/FIB Model Code 1990. Introduction – Design Process – Materials*, Vol. 1., 1999
- [44] *fib-Bulletin 14, Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*, 2001
- [45] FORTES, A. S., *et al.*, Vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP inseridos no betão de recobrimento, Universidade do Minho, 2002
- [46] GIÃO, A. R., Estudo Experimental do Reforço ao Esforço Transverso de Vigas de Betão Armado com Adição de CFRP. Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2000.
- [47] GOMES, A. M., Comportamento e Reforço de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas, Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Julho, 1992
- [48] HASSAN, T., RIZKALLA, S., *Investigation of bond in concrete structures strengthened with near surface mounted carbon fiber reinforced polymer strips*, Journal of composites for construction, Volume 7, Issue 3, pp. 248 – 257, Agosto 2003
- [49] HOLLAWAY, L. C., LEEMING, M. B., *Strengthening of Reinforced Concrete Structures – Using Externally-Bonded FRP Composites in Structural and Civil Engineering*, Woodhead Publishing, 1999

- [50] HOLZENKÄMPFER, P., *Ingenieurmodelle des verbundes geklebter bewehrung für betonbauteile*, Dissertation, TU Braunschweig, 1994
- [51] IBRAHIM, A. S., et al., *Strengthening of reinforced concrete beams in flexure by partial jacketing*, *International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures (RILEM), Materials and Structures* DOI 10.1617/s 11527-008-9397-3, 2008
- [52] ISIS DM 4, *Design Manual 4 – Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers*, Winnipeg, Canada 2001
- [53] JSCE, (1992), *Application of Continuous Fiber Reinforcing Materials to Concrete Structures*, Japan Society of Civil Engineers, Sub-Committee on Continuous Fiber Reinforcement, Tokyo, Japan
- [54] JSCE, *Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of CFRP Sheet*, Tokyo, Japan, 2000
- [55] JUVANDES, L. Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Usando Materiais Compósitos de CFRP, Tese de Doutorado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Setembro 1999
- [56] KAISER, H. P., *Strengthening of reinforced concrete with epoxy-bonded carbon-fibre plastics*, *Doctoral Thesis*, Diss. ETH No. 8918, Zürich 1989
- [57] KARBHARI, V. M.; ZHAO, L. *Use of Composites for 21st Century Civil Infrastructure*. *Computer Methods Applied Mech. Engrg.* 2000
- [58] KARBHARI, V., *Use of Composite Materials in Civil Infrastructure in Japan*, *International Technology Research Institute, World Technology (WTEC) Division*, 1998
- [59] KOLSCH, H., *Carbon Fiber Cement Matrix (CFCM) Overlay System For Masonry Strengthening*, *Journal of Composites for Construction*, 105, Maio 1998
- [60] KOTNYIA, R., *Effectiveness of near surface mounted CFRP reinforcement for strengthening of reinforced concrete structures*, *Cobrare*, 2005
- [61] LADNER, M., PRALONG, J., WEDER, Ch., *Geklebte Bewehrung: Bemessung und Erfahrung*, Rept. No. 116/5, Dübendorf 1990
- [62] LADNER, M.; WEDER, Ch., *Concrete Structures with Bonded External Reinforcement*, *Report n.206, EMPA – Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research*, Dübendorf 1981.
- [63] LAWRENCE, C. B., *Composites for Construction: Structural design with FRP materials*, *John Wiley & Sons, Inc.*, Hoboken, New Jersey, 2006
- [64] L'HERMITE, R., *L'Application des Colles et Résines dans la Construction. Le Béton a Cofrage Portant*, *Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, n.239, Novembro 1967
- [65] L'HERMITE, R., *Le Renforcement du Béton par Résines – Renforcement des Ouvrages en Béton et en Maçonnerie par Collage*, *Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, n.349 Abril, 1977
- [66] LIEW, S.C., CHEONG, H.K., *Flexural Behavior of Jacketed RC Beams*, *ACI Concrete International*, v.13, n.12 December 1991

- [67] LNEC E-226-1968 – Betão – Ensaio de Compressão. Especificação LNEC, Dezembro, 1968
- [68] MARREIROS, R., Degradação da aderência entre CFRP e betão armado devida a envelhecimento acelerado, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2005
- [69] MATTHYS, S., *Structural behavior and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement. Doctoral Thesis, Ghent University*, 2000
- [70] MEIER, U., *Bridge Repair with High Performance Composite Materials, Material und Technik*, Vol. 15, 1987
- [71] MEIER, U., *Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites, Construction and Building Materials*, Vol. 9, No. 6, Elsevier 1995
- [72] MEIER, U., KAISER, H., *Strengthening of structures with CFRP laminates, Advanced composite materials in civil engineering structures*, S. L. Iyer, ed., American Society of Civil Engineers, New York, N.Y.
- [73] MEIER, U., and KAISER, H. P., *Strengthening of structures with CFRP laminates, in: Proc. Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures*, MT Div, ASCE, Las Vegas 1991
- [74] MENDES, R. V., Sistemas de ancoragem para laminados CFRP em elementos de betão armado, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2008
- [75] MIZRA, J., MIZRA, M. S. and LAPOINTE, R., *Laboratory and field performance of polymer-modified cement-based repair mortars in cold climates. Cement and Building Materials*, 16
- [76] MORGAN, D. R., *Compatibility of concrete repair materials and systems, Construction Building Materials*, Vol. 10, Elsevier, 1995
- [77] Model Code 90, *Design Code, CEB-fib, Bulletin d'Information 213/214*, Lausanne 1993
- [78] NANNI, A., *Carbon FRP Strengthening: New Technology Becomes Mainstream. Concrete International*, Junho, 1997
- [79] NANNI, A., *Relevant Field Applications of FRP Composites in Concrete Structures. In CCC2001, Composites Construction*, FEUP, A.A. Balkema, Outubro, 2001
- [80] NCHRP-503. *Application of Fiber Reinforced Polymer Composites to the Highway Infrastructure*. NCHRP – National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies, Report 503, 2003.
- [81] NCHRP-514. *Bonded Repair and Retrofit of Concrete Structures Using FRP Composites. Recommended Construction Specifications and Process Control Manual*. NCHRP - National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies, Report 514, 2003.
- [82] New South Wales Government Website, Sydney, Austrália,- <http://www.rta.nsw.gov.au/>
- [83] NEUBAUER, U. AND ROSTASY, F.S., (1999), *Bond Failure of Concrete Fiber Reinforced Polymer Plates at Inclined Cracks – Experimental and Fracture Mechanics Model*, 4th International Symposium “Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for R.C. Structures”, Baltimore, USA, October 1999, pp. 369-381

- [84] NP-ENV10002-1. Materiais Metálicos – Ensaio de Tração. Comité Europeu de Normalização, 1990., ISO 15630-1:2002
- [85] NSAMBU, R., Reforço à Flexão de Vigas de Betão Armado com Laminados de Fibra de Carbono, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 1997
- [86] PAULA, R. F., and SILVA, M. G., *Sharp Edge Effects on FRP Confinement of RC Square Columns*, In *ICCI 02 – Third International Conference on Composites in Infrastructure*, S. Francisco, USA, 2002
- [87] PINHO, F., BAIÃO, M., AND LÚCIO, V. Técnicas de Consolidação de Paredes de Edifícios Antigos. In *3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios* (Lisboa, 2003), LNEC.
- [88] RITCHIE, P. A., et al., *External reinforcement of concrete beams using fibre reinforced plastics*, *ACI Structural Journal* 88(4), 1991
- [89] RODRIGUES, C. C., Comportamento da Ligação Aço-Resina-Betão em Elementos Estruturais, Tese de mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Junho 1993
- [90] RODRIGUES, C. C., PAULA, R. F. e SILVA, M. G., Influência do Confinamento nos Modelos de Cálculo de Pilares Reforçados por Compósitos, In *Encontro Nacional Betão Estrutural 2000* (Porto, Novembro 2000), FEUP
- [91] RODRIGUES, C. C., Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçado com materiais compósitos, Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Janeiro 2005
- [92] RODRIGUES, C. C., Reparação e reforço de estruturas de betão armado com sistemas compósitos de FRP, UNIC, - DTC6, Maio 2005
- [93] RODRIGUES, C. C., Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos, Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade nova de Lisboa, Junho 1999
- [94] RODRIGUES, C., SILVA, M. G., *Cyclic Compression Behaviour of Polymer Concretes*, *Journal of Polymer Engineering*, 27(7);525, 2007
- [95] RODRIGUES, C.; SILVA, M. G. (2000). Comportamento à Compressão Uniaxial de Pilares Circulares de Betão Armado Encamisados com CFRP. *Repar 2000*, LNEC, Lisboa.
- [96] RODRIGUES, C.; SILVA, M. G. (2001). *Experimental Investigation of CFRP Reinforced Concrete Columns under Uniaxial Cyclic Compression*. *FRPRCS-5 Conference*, Cambridge, Reino-Unido.
- [97] SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R., *Fiber Composite Plates Strengthen Concrete Beams*, *Concrete international: Design & Construction* 12, Março, 1990
- [98] SENA CRUZ, J.M, BARROS, J.A.O., *Bond behavior of carbon laminate strips into concrete by pull-out bending tests*. In: *Proceedings of the international symposium “Bond in concrete – from research to standards”*, Budapest, 2002
- [99] SENA CRUZ, J. M., BARROS, J.A.O., *Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete*, *Comput Struct* 2004;82
- [100] SIA 166, *Klebebewehrung*, 2003/2004

- [101] SILVA, M. A. G., (2004), “*Influence of environmental ageing of properties of polymeric mortars*”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 16, No. 5, pp. 461-468, 1 October 2004
- [102] SILVA, M. A. G.; RODRIGUES C. (2006). *Size and Relative Stiffness Effects on Compressive Failure of Concrete Columns Wrapped With GFRP*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18 (3), 334-342. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2006)18:3(334)
- [103] SILVA, P.C.M., Modelação e Análise de Estruturas de Betão Reforçadas com FRP. Tese de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Junho 1999.
- [104] *S&P Technical Specifications – Application of S&P FRP Strengthening Systems*
- [105] TAKEUTI, A. R., Reforço de Pilares de Concreto Armado por Meio de Encamisamento com Concreto de Alto Desempenho, Tese de mestrado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos 1999
- [106] TÄLJSTEN, B., *Plate Bonding. Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fiber reinforced plastics*. *Doctoral Thesis* 1994:152D, 1994
- [107] TENG, J.G.; CHEN, J.F.; SMITH, S.T.; LAM, L., *FRP strengthened RC structures*. UK: John Wiley and Sons; 2002
- [108] THEILLOUT, J.N., *Reinforcement et Réparation des Ouvrages d'Art par la Technique des Toiles Collées*, Thèse présentée à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées pour obtenir le diplôme de Docteur-Ingénieur de Génie Civil, Paris, Dezembro 1983
- [109] TRAVASSOS, N., Caracterização do comportamento da ligação CFRP-Betão, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005
- [110] TRAVASSOS, N., AND GOMES, A., Caracterização do Comportamento da Ligação Folha de Fibra de Carbono-Resina-Betão. In *Encontro Nacional Betão Estrutural 2000*
- [111] TRIANTAFILLOU, T. C., and PELVRIS, N., *Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fiber-composite materials*, *Materials and Structures*, 25, 1992
- [112] TRIANTAFILLOU, T.C., *Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy bonded FRP composites*, *ACI Structural Journal*, 95(2), 1998
- [113] TRIANTAFILLOU, T.C., *Seismic Retrofitting of structures using FRPs*, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3(1), 2001
- [114] VIEGAS, P., Reforço de Vigas com Adição de Chapas Metálicas de Grande Espessura, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Julho 1997
- [115] WIBERG, A., *Strengthening of Concrete Beams Using Cementitious Carbon Fibre Composites*, *Doctoral Thesis*, Royal Institute of Technology, Stockholm, 2003
- [116] WU, H.C., TENG, J., *Innovative cement based thin sheet composites for retrofit*, *Advanced Infrastructure Materials Laboratory, Department of Civil Engineering, Wayne State University*, EUA
- [117] XIAO, Y., PRIESTLEY, M. J. N., and SEIBLE, F., *Seismic Assessment and Retrofit of Bridge Columns Footings*. *ACI Structural Journal* 93,1 (1996)